

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

**RENFORCEMENT EN FLEXION DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ PAR DES
PLAQUES EN PRF : ÉTUDE DU CISAILLEMENT ET DU TRANSFERT DE
CONTRAINTES DANS LES PLAQUES**

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Said AGOUZOUL

Sherbrooke (Québec) Canada

Décembre 1999

Résumé

La présente recherche a pour sujet le renforcement des éléments structuraux par collage de plaques en PRF, qui est une des méthodes de réhabilitation permettant de rétablir la capacité portante de ces éléments.

Ce travail fait suite aux nombreuses études faites à l'Université de Sherbrooke sur le renforcement en flexion des poutres en béton par des plaques en PRF, à base de fibres de verre et de carbone. Plusieurs configurations de plaques avec différentes longueurs, différentes épaisseurs et deux types de PRF, permettront d'étudier l'influence de ces paramètres sur le renforcement des poutres, sur les efforts de cisaillement et sur le transfert de contraintes dans les plaques en PRF.

Le mémoire est divisé en trois grandes parties : une revue bibliographique sur le sujet étudié, une partie sur les modèles théoriques permettant de prédire les paramètres de résistance en flexion des poutres renforcées et enfin un programme expérimental permettant d'effectuer une série d'essais, dont les résultats seront comparés aux prédictions théoriques.

Les résultats obtenus ont permis de conclure que : 1) les modèles théoriques prédisent bien le comportement en flexion, le cisaillement et les déformations dans les plaques des poutres renforcées ; 2) le renforcement par des plaques en PRF augmente la résistance et la rigidité des poutres et retarde la plastification des aciers d'armatures ; 3) le délaminage des plaques de renforcement peut être un mode de rupture prépondérant ; 4) la longueur et l'épaisseur des plaques de renforcement influencent la résistance et la rigidité des poutres renforcées et 5) les contraintes de cisaillement augmentent et se propagent le long des plaques de renforcement au fur et à mesure que les charges, appliquées sur les poutres renforcées, augmentent.

Remerciements

J'adresse mes remerciements et ma reconnaissance à mes parents, pour leurs encouragements et leur soutien tout le long de mon cheminement.

Je tiens aussi à remercier mon directeur de recherche, Monsieur Kenneth W. Neale, pour son soutien financier et la supervision de mes travaux.

Je tiens aussi à souligner le financement essentiel du programme Réseau canadien de centres d'excellence ISIS Canada (Innovations en structures avec systèmes de détection intégrés) et du CRSNG (Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie) pour la réalisation de ce projet.

Je remercie aussi toutes les personnes qui m'ont prodigué leurs conseils et leurs réflexions, tout le long de ce travail et en particulier : Anas Harraq, Laurent Bizindavyi, Sandra Martel, Marc Demers et Lise Dutrisac.

TABLE DES MATIERES

1	INTRODUCTION.....	1
1.1	Généralités.....	1
1.2	Renforcement des structures par des plaques d'acier.....	2
1.3	Introduction des PRF en génie civil.....	4
1.4	Applications structurales des PRF.....	5
1.5	Renforcement des structures par des lamelles de PRF.....	7
1.6	Renforcement des colonnes par des enveloppes en PRF.....	10
1.7	Buts et méthodologie.....	11
2	ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	28
2.1	Généralités.....	28
2.2	Les matériaux composites (PRF).....	29
2.2.1	Définition.....	29
2.2.2	Les fibres.....	30
2.2.3	La matrice.....	34
2.2.4	Procédés de transformation.....	35
2.2.5	Applications.....	36
2.3	Renforcement des poutres par des plaques d'acier.....	38
2.4	Renforcement des poutres par des plaques de PRF.....	41
2.5	Modes de rupture des poutres renforcées.....	46
2.6	Cisaillement et transfert de contraintes dans les plaques en PRF.....	49
2.7	Conclusion.....	50
3	MODELES THEORIQUES.....	66
3.1	Généralités.....	66
3.2	Résistance en flexion d'une poutre renforcée par une plaque en PRF.....	67
3.2.1	Hypothèses de calcul.....	67
3.2.2	Calcul du moment résistant ultime de la poutre renforcée.....	67
3.3	Calcul de la flèche maximale de la poutre renforcée.....	73
3.3.1	Hypothèses de calcul.....	73
3.3.2	Calcul de la déflexion maximale à la rupture.....	74
3.3.3	Relation charge-flèche.....	77
3.4	Contraintes de cisaillement et déformations le long des plaques en PRF.....	78
3.5	Applications numériques.....	82
3.5.1	Moment fléchissant théorique à la rupture.....	82

3.5.2	Relation charge-flèche.....	84
3.5.3	Flèche maximale théorique à la rupture.....	84
3.5.4	Contraintes de cisaillement et déformations le long des plaques en PRF.....	85
3.6	Conclusion.....	85

4 PROGRAMME EXPERIMENTAL.....88

4.1	Généralités.....	88
4.2	Buts de l'étude expérimentale.....	88
4.3	Propriétés des matériaux utilisés.....	89
4.3.1	Propriétés du béton.....	89
4.3.2	Propriétés de l'acier.....	90
4.3.3	Propriétés des PRF.....	90
4.4	Description des poutres.....	91
4.4.1	Poutre type.....	91
4.4.2	Poutre renforcée par des plaques en PRF.....	92
4.5	Collage des plaques de renforcement.....	94
4.6	Description de l'instrumentation utilisée.....	94

5 PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....107

5.1	Généralités.....	107
5.2	Observations générales et modes de rupture des poutres.....	107
5.3	Résistance en flexion des différentes poutres.....	109
5.4	Mesures expérimentales.....	112
5.4.1	Déformations dans le béton en compression	113
5.4.2	Déformations sur les barres d'armatures.....	114
5.4.3	Déformations sur le PRF.....	114
5.5	Analyse des flèches expérimentales et théoriques.....	116
5.5.1	Courbes des flèches expérimentales.....	116
5.5.2	Comparaisons entre flèches expérimentales et théoriques.....	117
5.5.3	Flèches maximales expérimentales et théoriques.....	118
5.6	Déformations sur les plaques en PRF.....	120
5.6.1	Déformations sur les plaques en fibres de verre.....	120
5.6.2	Déformations sur les plaques en fibres de carbone.....	121
5.6.3	Application du modèle théorique.....	122
5.7	Contraintes de cisaillement le long des plaques de renforcement.....	123
5.8	Longueurs de transfert initiales.....	125
5.9	Conclusion.....	127

6	CONCLUSION.....	172
6.1	Généralités.....	172
6.2	Résultats expérimentaux et modèles théoriques.....	172
6.3	Recommandations.....	174
	BIBLIOGRAPHIE.....	176

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1	Sections typiques de profilés en PRF.....	13
Fig. 1.2	Barres et tendons typiques	13
Fig. 1.3	Grilles NEFMAC typiques	14
Fig. 1.4	Pont piétonnier du Aberfeldy Golf Course en Écosse	15
Fig. 1.5	Pont léger de E.T.Techtonics	16
Fig. 1.6	Section longitudinale du pont de Ulenbergstrasse en Allemagne.....	17
Fig. 1.7	Le Calgary Beddington Trail Bridge	18
Fig. 1.8	Étude au laboratoire du modèle en pleine grandeur d'une portion du tablier du pont Headingley, au Manitoba.....	19
Fig. 1.9	Détail de la dalle de tablier du pont Crowchild à Calgary	20
Fig. 1.10	Étude au laboratoire d'un poteau de lignes de transmission en PRF	20
Fig. 1.11	Exemple de collage de bandes en PRF sous une dalle en béton	21
Fig. 1.12	Une colonne renforcée par des lamelles en PRF, du stationnement multiétagé Webster à Sherbrooke	21
Fig. 1.13	Renforcement d'une poutre du stationnement multiétagé Webster à Sherbrooke	22
Fig. 1.14	Le pont couvert d'Eustis, à Compton Station près de Sherbrooke	22
Fig. 1.15	Renforcement de la dalle du pont du boulevard Country Hills à Calgary	23
Fig. 1.16	Renforcement du pont # 3284 à Sainte-Émélie-de-l'Énergie	24
Fig. 1.17	Cylindres confinés avec des PRF.....	25
Fig. 1.18	Colonnes courtes carrées enveloppées de lamelles en PRF.....	25
Fig. 1.19	État d'endommagement des colonnes du viaduc de Saint-Étienne-de-Bolton au Québec	26
Fig. 1.20	État final des colonnes réparées du viaduc de Saint-Étienne-de-Bolton au Québec.....	26
Fig. 1.21	Renforcement du pilier du pont Champlain à Montréal	27
Fig. 1.22	Renforcement de poteaux à l'Université de Sherbrooke	27
Fig. 2.1	Composants de base d'un système PRF.....	52
Fig. 2.2	Les trois types de renforcement dans un système PRF.....	52
Fig. 2.3	Variation de la résistance mécanique d'un système PRF en fonction du taux de renforcement	53
Fig. 2.4	Production des fibres de verre.....	53
Fig. 2.5	Production des fibres de carbone	54
Fig. 2.6	Principaux procédés de transformation.....	55
Fig. 2.7	Principe de la pultrusion	56

Fig. 2.8	Tissage bidimensionnel et tridimensionnel	57
Fig. 2.9	Tressage	57
Fig. 2.10	Décollement de la plaque suite au phénomène de <i>peeling-off</i>	58
Fig. 2.11	Diagrammes des modes de rupture pour différents PRF	59
Fig. 2.12	Modes de rupture des poutres testées par Ritchie et coll	60
Fig. 2.13	Montage d'essais réalisés par Bizindavyi	61
Fig. 2.14	Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de verre à 1 pli..	62
Fig. 2.15	Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de verre à 2 plis	62
Fig. 2.16	Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de carbone à 1 pli	63
Fig. 2.17	Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de carbone à 2 plis.....	63
Fig. 2.18	Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de verre à 1 pli	64
Fig. 2.19	Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de verre à 2 plis.....	64
Fig. 2.20	Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de carbone à 1 pli	65
Fig. 2.21	Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de carbone à 2 plis	65
Fig. 3.1	Poutre renforcée par une plaque en PRF.....	68
Fig. 3.2	Dimensions et distributions des déformations et des forces internes dans une section transversale de la poutre renforcée	69
Fig. 3.3	Sections d'acier et du PRF transformées en sections équivalentes de béton...	75
Fig. 3.4	Contraintes agissant sur un élément infinitésimal de la plaque en PRF	78
Fig. 3.5	Résultats des comparaisons effectuées par Malek et coll. (1998)	87
Fig. 4.1	Poutre type du programme expérimental.....	96
Fig. 4.2	Section de la poutre type du programme expérimental	96
Fig. 4.3	Dimensions des plaques en fibres de verre	97
Fig. 4.4	Dimensions des plaques en fibres de carbone.....	98
Fig. 4.5	Section type d'une poutre renforcée	99
Fig. 4.6	Exemples de montages expérimentaux pour les poutres PC2L et PC3C.....	100
Fig. 4.7	Configuration des poutres PV1C, PV1L, PV2C et PV2L	101
Fig. 4.8	Configuration des poutres PV3C, PV3L, PC1C et PC1L.....	102
Fig. 4.9	Configuration des poutres PC2C, PC2L, PC3C et PC3L	103
Fig. 4.10	Exemple de collage de plaque de fibres de verre.....	104
Fig. 4.11	Exemple de collage de plaque de fibres de carbone	105
Fig. 4.12	Exemple de collage de jauges sur le béton	106

Fig. 5.1	Vue globale de la poutre de contrôle PC2 à sa rupture finale.....	129
Fig. 5.2	Vue globale de la poutre PV1C à sa rupture finale.....	130
Fig. 5.3	Vue globale de la poutre PV1L à sa rupture finale.....	130
Fig. 5.4	Vue des armatures de tension après arrachement du béton	131
Fig. 5.5	Vue globale de la poutre PV2C à sa rupture finale.....	132
Fig. 5.6	Vue globale de la poutre PV2L à sa rupture finale.....	132
Fig. 5.7	Vue globale de la poutre PV3C à sa rupture finale.....	133
Fig. 5.8	Vue globale de la poutre PV3L à sa rupture finale.....	133
Fig. 5.9	Vue globale de la poutre PC1C à sa rupture finale.....	134
Fig. 5.10	Vue globale de la poutre PC1L à sa rupture finale	134
Fig. 5.11	Vue globale de la poutre PC2C à sa rupture finale.....	135
Fig. 5.12	Vue globale de la poutre PC2L à sa rupture finale	135
Fig. 5.13	Vue globale de la poutre PC3C à sa rupture finale.....	136
Fig. 5.14	Vue globale de la poutre PC3L à sa rupture finale	136
Fig. 5.15	Courbes charge-déformation sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre.....	137
Fig. 5.16	Courbes charge-déformation sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone	137
Fig. 5.17	Courbes charge-déformation sur les barres d'armatures au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre	138
Fig. 5.18	Courbes charge-déformation sur les barres d'armatures au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone.....	138
Fig. 5.19	Courbes charge-déformation sur le PRF au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre	139
Fig. 5.20	Courbes charge-déformation sur le PRF au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone.....	139
Fig. 5.21	Courbes charge-flèche expérimentale pour la poutre PC2 et les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre	140
Fig. 5.22	Courbes charge-flèche expérimentale pour la poutre PC2 et les poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone.....	140
Fig. 5.23	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre de contrôle PC2.....	141
Fig. 5.24	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV1C	142
Fig. 5.25	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV1L	142
Fig. 5.26	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV2C	143
Fig. 5.27	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV2L	143
Fig. 5.28	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV3C	144
Fig. 5.29	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV3L	144
Fig. 5.30	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC1C	145
Fig. 5.31	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC1L.....	145
Fig. 5.32	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC2C	146
Fig. 5.33	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC2L.....	146
Fig. 5.34	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC3C	147
Fig. 5.35	Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC3L.....	147
Fig. 5.36	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C	148

Fig. 5.38	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C	150
Fig. 5.39	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L	151
Fig. 5.40	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C	152
Fig. 5.41	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L	153
Fig. 5.42	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C	154
Fig. 5.43	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L	155
Fig. 5.44	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C	156
Fig. 5.45	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L	157
Fig. 5.46	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C	158
Fig. 5.47	Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC3L	159
Fig. 5.48	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C.....	160
Fig. 5.49	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV1L.....	160
Fig. 5.50	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C.....	161
Fig. 5.51	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L.....	161
Fig. 5.52	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C.....	162
Fig. 5.53	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L.....	162
Fig. 5.54	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C.....	163
Fig. 5.55	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L.....	163
Fig. 5.56	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C.....	164
Fig. 5.57	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L.....	164
Fig. 5.58	Déformations théorique et expérimentale sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C.....	165
Fig. 5.59	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C	166
Fig. 5.60	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV1L.....	166
Fig. 5.61	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C	167
Fig. 5.62	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L.....	167
Fig. 5.63	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C	168
Fig. 5.64	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L.....	168
Fig. 5.65	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C.....	169
Fig. 5.66	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L.....	169
Fig. 5.67	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C.....	170
Fig. 5.68	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L.....	170
Fig. 5.69	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C.....	171
Fig. 5.70	Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC3L.....	171

Liste des tableaux

Tableau 2.1	Propriétés des fibres de verre de type E et S.....	32
Tableau 2.2	Propriétés des fibres de carbone	33
Tableau 2.3	Propriétés des fibres d'aramide.....	34
Tableau 2.4	Propriétés des PRF utilisés pour le renforcement des structures par le groupe ISIS Canada, de l'Université de Sherbrooke	37
Tableau 3.1	Dimensions de la poutre de référence.....	83
Tableau 3.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux de la poutre de référence.....	83
Tableau 3.3	Moments fléchissants théoriques donnés par les trois modèles.....	83
Tableau 4.1	Résultats des essais sur le béton	89
Tableau 4.2	Propriétés mécaniques du béton.....	89
Tableau 4.3	Propriétés mécaniques de l'acier	90
Tableau 4.4	Propriétés mécaniques des PRF	91
Tableau 4.5	Caractéristiques des plaques de renforcement à base de fibres de verre	93
Tableau 4.6	Caractéristiques des plaques de renforcement à base de fibres de carbone.....	93
Tableau 5.1	Charges ultimes mesurées, charges de fissuration et modes de rupture des poutres.....	109
Tableau 5.2	Charges ultimes mesurées et théoriques	112
Tableau 5.3	Charges expérimentales de plastification des aciers d'armatures en tension ..	115
Tableau 5.4	Flèches maximales, expérimentales et théoriques, pour les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre et la poutre PC2	119
Tableau 5.5	Flèches maximales, expérimentales et théoriques, pour les poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone.....	119
Tableau 5.6	Contraintes de cisaillement maximales pour les différentes phases	126
Tableau 5.7	Longueurs de transfert initiales.....	127

LISTE DES SYMBOLES

a	Distance entre l'une des charges appliquées et l'appui le plus proche (mm)
A_p	Section de la plaque de PRF (mm ²)
A_s	Section des armatures d'acier en tension (mm ²)
A_s'	Section des armatures d'acier en compression (mm ²)
b	Distance entre les deux charges appliquées (mm)
b_c	Largeur de la poutre (mm)
b_p	Largeur de la plaque (mm)
c	Distance entre la fibre extrême du béton et l'axe neutre (mm)
C_c	Force résultante dans le béton en compression (kN)
C_s	Force résultante dans les armatures en compression (kN)
d'	Distance d'enrobage des armatures (mm)
d_p	Profondeur effective de la plaque (mm)
d_s	Profondeur effective de la poutre (mm)
E_c	Module élastique du béton (MPa)
E_p	Module d'élasticité du PRF (MPa)
E_s	Module d'élasticité de l'acier (MPa)
f_c'	Résistance du béton en compression (MPa)
f_p	Contrainte de traction dans la plaque en PRF
f_t	Contrainte de traction dans la face en tension du béton
f_{ult}	Contrainte ultime du PRF (MPa)
f_y	Limite élastique de l'acier (MPa)
G_a	Module de cisaillement dans la colle
h	Hauteur de la poutre (mm)
h_p	Épaisseur de la plaque en PRF (mm)
I_e	Moment d'inertie effectif (mm ⁴)
I_{cr}	Moment d'inertie de la section fissurée (mm ⁴)
I_g	Moment d'inertie brut de la section de la poutre renforcée (mm ⁴)
j_i	Lecture de la jauge i (micro-déformations)
L	Longueur de la plaque de renforcement (mm)
L_p	Portée totale entre appuis de la poutre (mm)
L_{ij}	Distance entre les jauges i et j
m_s	Facteur de conversion de l'acier en béton
m_p	Facteur de conversion du PRF en béton
M_{cr}	Moment de fissuration d'une poutre de section rectangulaire (kN.m)
M_a	Moment maximal dû aux charges appliquées (kN.m)
M_r	Moment résistant de la poutre (kN.m)
P_{um}	Charge ultime mesurée (kN)

P_{ur}	Charge ultime à la rupture (kN)
P_{ut}	Charge ultime théorique (kN)
s	Espacement entre les étriers (mm)
t_a	Épaisseur de la couche de colle
t_p	Épaisseur de la plaque de renforcement
T_p	Force résultante dans la plaque en PRF (kN)
T_s	Force résultante dans les armatures en tension (kN)
α_1	Coefficient de modélisation du béton en compression
β_1	Coefficient de modélisation du béton en compression
Δ_p	Flèche maximale au centre de la poutre soumise à deux charges (mm)
ε_c	Déformation dans le béton (mm)
ε_{cu}	Déformation ultime du béton en compression (0,35 %)
ε_p	Déformation dans la plaque de PRF (mm)
ε_s	Déformation dans les aciers en tension (mm)
ε_s'	Déformation dans les aciers en compression (mm)
ε_{ult}	Déformation ultime du PRF (%)
ε_y	Déformation élastique de l'acier (%)
τ	Contrainte de cisaillement dans la plaque

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Généralités

Le problème majeur auquel font face toutes les infrastructures, particulièrement celles liées au réseau routier, est leur détérioration. En effet, la dégradation des propriétés des matériaux qui les constituent, l'influence des intempéries et du climat et l'augmentation continue des charges de service accélèrent le vieillissement des structures. Les statistiques de la *Federal Highway Administration* indiquent que plus de 40 % des ponts autoroutiers aux États Unis doivent être remplacés ou réparés. La plupart de ces ponts ont été dimensionnés pour des charges de service plus petites et un trafic moins dense que ce qu'il en est aujourd'hui (SAADATMANESH et EHSANI 1991). Par ailleurs, on estime les coûts de réparation des structures en béton, endommagées par les effets des cycles de gel-dégel et la corrosion d'acier d'armatures, de 16 à 24 milliards de dollars aux États Unis seulement (GAGNÉ, 1997). Et chaque année, c'est 400 millions de dollars qui s'ajoutent à la facture. Par conséquent, l'entretien et la réparation des structures détériorées représentent plus de 50 % de toutes les activités liées à la construction.

Le renforcement des structures en béton armé est l'une des méthodes curatives utilisées pour la réhabilitation des infrastructures afin d'en assurer la sécurité et le prolongement de la durée de vie. Différentes techniques de renforcement sont apparues. L'une des premières à être utilisée est le collage d'éléments d'acier sur les surfaces exposées aux sollicitations dues aux efforts de chargement. Avec l'apparition des PRF, abréviation de Polymères Renforcées

de Fibres, et afin d'éviter les problèmes liés à l'utilisation de l'acier, les éléments de renforcement sont de plus en plus fabriqués avec ce nouveau type de matériau.

1.2 Renforcement des structures par des plaques d'acier

Les ingénieurs en structures ont d'abord utilisé des plaques d'acier pour le renforcement des structures. L'idée principale qui a guidé le dimensionnement des structures renforcées a été émise par L'HERMITE et BRESSON dès 1967 : « Sous l'influence des surcharges, les aciers existants verront leur taux de travail continuer à croître puisque le supplément de contraintes sera réparti entre ces aciers et le renfort ». Les plaques ou les tôles minces d'acier étaient alors collées sur les faces inférieures des poutres ou des dalles pour augmenter leur capacité portante en flexion ou encore sur les faces verticales des structures pour augmenter leur résistance en cisaillement.

SAADATMANESH et EHSANI (1991) rapportent que, déjà en 1964, en Afrique du Sud, les poutres d'un bâtiment ont été renforcées par des plaques d'acier. Depuis, d'autres exemples sont apparus en Grande-Bretagne en Suisse et au Japon. RAHIMI et HUTCHINSON (1996) rapportent que des éléments de structure, sur l'échangeur de l'autoroute M5, à Quinton, en Grande-Bretagne, ont été renforcés par des plaques d'acier.

Divers chercheurs se sont intéressés à l'étude du comportement de ce type de renforcement. TRIANTAFILLOU et coll. (1992) rapportent que le comportement statique des poutres et des dalles renforcées par des plaques d'acier a été étudié par FLEMING et KING (1967), par L'HERMITE et BRESSON (1967) et par LERCHENTHAL en 1967. IRWIN (1975) et MACDONALD (1978) ont étudié les performances des poutres en béton armé renforcées par des plaques d'acier. JONES et coll. (1980) ont conduit des essais expérimentaux pour étudier le renforcement avec des plaques d'acier collées sur les faces en tension des dalles et des poutres en flexion. SWAMY et coll. (1987) ont effectué une série d'essais pour étudier les effets de l'épaisseur des plaques et de la colle sur la concentration des contraintes dans l'interface plaque-béton. Cette étude a aussi démontré qu'on pouvait utiliser le modèle de compatibilité

des déformations pour analyser le comportement des poutres renforcées extérieurement par des plaques en acier.

Cependant, l'utilisation des plaques d'acier présente plusieurs inconvénients. Entre autres, on peut citer :

- la très grande sensibilité de l'acier à la corrosion, ce qui demande des mesures supplémentaires de protection en présence d'environnements hostiles ;
- le poids des plaques, les équipements de levage et la main d'œuvre comptent pour 80% du coût total d'un renforcement par des plaques d'acier (MEIER, 1992) ;
- les longueurs limites des plaques d'acier à la livraison engendrent des problèmes de joints, lors du collage sur les faces à renforcer ;
- la grande rigidité des plaques impose une préparation parfaite de la surface de collage afin d'avoir une épaisseur uniforme de la colle, qui permettra un bon comportement du renforcement (CHABERT et coll. 1996).

Afin d'éviter les inconvénients liés à l'utilisation de l'acier comme matériau de renforcement, les matériaux composites, appelés le plus souvent des polymères renforcés de fibres (PRF), sont alors apparus comme substitut potentiel à l'acier dans le domaine du génie civil, et particulièrement dans les nouvelles constructions et en réhabilitation. Parmi les grands avantages des PRF, on compte leur légèreté et leur insensibilité à la corrosion, ce qui les destine à être utilisés dans plusieurs configurations : barres d'armature, câbles de pré ou post-contrainte ou encore des plaques de renforcement collées de la même façon que les plaques d'acier. Le collage des plaques en PRF est plus facile et plus rapide qu'avec des plaques d'acier. Reste cependant le coût relativement élevé de ces matériaux. Le coût de réhabilitation est toutefois amorti par le coût moins élevé de la main d'œuvre et de la manutention.

1.3 Introduction des PRF en génie civil

Depuis déjà une trentaine d'années, les premières applications des PRF ont été effectuées principalement dans les domaines de l'aérospatiale, du génie mécanique, des transports publics et dans la fabrication des articles de sport de haut niveau. Ces matériaux ont l'avantage d'être « taillés sur mesure », c'est à dire qu'on peut plus ou moins en contrôler les caractéristiques mécaniques. De plus, ils peuvent être façonnés sous presque toutes les formes par de simples procédés d'usinage. Des feuillets minces, plus ou moins longs, sont assemblés par collage, et l'orientation des fibres est optimisée pour obtenir les meilleures répartitions des contraintes et des déformations dans le produit final. L'application de ces nouveaux matériaux dans les métiers du génie civil est apparue un peu plus tard.

NAWY (1997) rapporte que l'utilisation des fibres non métalliques, éléments en fibres de verre, pour les armatures de précontraintes a été considérée depuis les années 1950. Mais c'est à la fin des années 60 que les recherches ont commencé pour l'utilisation de barres en PRF à base de fibres de verre comme substitut aux armatures d'acier à Rutgers University au New-Jersey.

Au début des années 1980, l'introduction des fibres de verre dans la confection des bétons a été étudiée. Les utilisations des PRF en génie civil se sont alors multipliées : utilisation des fibres de verre plus résistantes aux alcalis, fabrication de membranes de géotextiles, fabrication de profilés en PRF.

La Société canadienne de génie civil, en collaboration avec d'autres organismes, ont identifié trois applications des PRF en génie civil (NEALE et LABOSSIERE 1992) :

- 1- Le renforcement des sections en béton à l'aide de barres d'armatures, de tendons de précontrainte ou de grille en PRF
- 2- La protection des structures par des enveloppes en PRF
- 3- La réhabilitation de structures existantes avec des plaques ou des câbles de post-contrainte en PRF

1.4 Applications structurales des PRF

Depuis l'introduction des PRF en génie de structure on constate un intérêt croissant pour leur utilisation soit en tant que matériaux pour les nouvelles constructions soit en tant que matériaux de réhabilitation.

La première caractéristique des PRF qui a été exploitée est leur capacité à reproduire les formes conventionnelles des autres matériaux. Des profilés en I, en H ou en cornières des poutres d'acier (figure 1.1), les armatures de renforcement lisses ou dentelées (figure 1.2) ou encore les câbles et les tendons de contraintes torsadés, sont fabriqués par des procédés de pultrusion. Le procédé dit de pultrusion sera présenté au chapitre 2. Des grillages en PRF sont aussi disponibles. Les grillages en PRF illustrés à la figure (1.3) sont utilisés comme armatures de dalles de béton.

Certaines structures ont été construites en utilisant des PRF dans des éléments structuraux principaux. On a commencé d'abord par construire des passerelles légères pour piétons comme celle de 25 m à double portée à Westminster en Grande-Bretagne. La littérature mentionne la construction d'un pont expérimental en papier renforcé par des fibres aux États-Unis, en 1970 ou encore les viaducs autoroutiers de Ginzi en Bulgarie et de Mi Yun en Chine. Les expériences acquises lors de la réalisation de ces ouvrages a permis de concevoir des structures plus grandes.

Sur la figure 1.4, on montre le pont piétonnier haubané sur la rivière Tay, construit pour le club de golf de Aberfeldy en Écosse. Ce pont piétonnier est le premier au monde à être construit entièrement en PRF. Sa portée totale est de 65 m. Le tablier et les tours sont en matériaux à base de fibres de verre et les câbles sont en matériaux à base de fibres d'aramide (Kevlar).

JOHANSEN et coll. (1992) rapportent que la compagnie E.T. Techtonics a construit trois ponts piétonniers à Philadelphie aux États Unis. Ces ponts ont des portées de 6,1, 9,75 et 15,24 m, et sont fabriqués avec un système structural en PRF légers, appelé PRESTTEK. Ce système comprend des tubes de plastique renforcé de fibres de verre et de câbles de précontrainte en Kevlar ou en acier. La figure 1.5 montre l'un de ces ponts.

MEIER et KAISER (1991) rapportent que le premier pont au monde à grande échelle construit à l'aide de câbles précontraints en PRF à base de fibres de verre est le pont de Ulenbergstrasse, à Düsseldorf, en Allemagne. La section longitudinale de ce pont, ouvert en 1986, est montrée à la figure 1.6.

WADE et coll.(1993) rapportent que le Calgary Beddington Trail Bridge est le premier viaduc autoroutier au Canada, précontraint par des câbles en PRF à base de fibres de carbone. Ce pont, ouvert en 1993, est montré à la figure 1.7.

Les chercheurs du réseau ISIS Canada, l'un des Réseaux canadiens de centres d'excellence, ont mené plusieurs études dans les laboratoires et sur le terrain dans le domaine du développement et de l'application des PRF en génie civil. Des structures modèles, en pleine grandeur, ont été réalisées avec la collaboration d'organismes universitaires et gouvernementaux.

Le pont Headingley, au Manitoba, est le plus long pont routier au monde qui soit construit en béton renforcé contre le cisaillement et précontraint à l'aide PRF. Il a été construit en collaboration avec le ministère de la Voirie et des Transports du Manitoba. Ce pont a une longueur de 165,1 m et traverse la rivière Assiniboine près de Winnipeg. L'autre innovation pour ce pont est un réseau de fibres optiques intégrées dans le béton qui traite des données relatives au pont et les transmet par des lignes téléphoniques à un bureau de contrôle. Les ingénieurs peuvent ainsi en faire le suivi à distance. Quatre des poutres principales, une partie de la dalle du tablier et le mur de séparation ont été tous renforcés par des PRF. Des capteurs en fibres optiques y ont été intégrés. Ce pont constitue donc à la fois un modèle de travail et un ouvrage en service. Sur la figure 1.8 on montre le modèle en pleine grandeur d'une portion du tablier du pont Headingley, que des chercheurs de l'Université du Manitoba ont étudié au laboratoire.

Le pont de Crowchild, à Calgary, est le premier pont au monde à travées continues dont le tablier est construit sans acier. Ce pont, de 90 m de long et 11 m de large, comprend deux voies de circulation sur toute la longueur de ses trois travées continues de 30 m chacune. Cinq poutres en acier et des plaques d'acier externes soutiennent la dalle de tablier qui ne comprend aucune armature d'acier. Des barres en polymère renforcé de fibres de verre ont été utilisées pour le renforcement des porte-à-faux de chaque côté du pont et des barrières situées

sur chaque côté du pont. La dalle a été fabriquée par un béton renforcé de fibres de polypropylène pour réduire les fissures de surfaces. Cette technique s'est révélée la moins coûteuse en entretien et la plus résistante à la corrosion que les méthodes traditionnelles (figure 1.9).

Des recherches au Manitoba sont actuellement en cours pour fabriquer des poteaux de lignes de transmission en PRF. En effet, certains poteaux conventionnels de lignes de transmission en bois vont être prochainement remplacés par des poteaux, de 20 à 60 m, en PRF à base de fibres de carbone ou de verre, fabriqués par bobinage filamentaire. Cette solution remplacera les anciens poteaux en bois, en acier ou en béton qui subissent des dégradations considérables, causées, entre autres, par les intempéries, les moisissures et les accumulations de glace et qui sont d'entretien très coûteux. De plus, des poteaux en PRF seront respectueux de l'environnement en éliminant l'utilisation du bois et en évitant les émissions de produits chimiques (figure 1.10).

1.5 Renforcement des structures par des lamelles en PRF

Des lamelles en PRF, à base de fibres de carbone ou de verre, ont été utilisées au départ comme protection contre la corrosion. Elles ont l'avantage d'éliminer le problème de limitation des longueurs puisqu'elles peuvent avoir à priori n'importe quelle dimension. De plus, elles se sont avérées très efficaces pour augmenter la résistance en flexion et en cisaillement, quand elles sont collées en forme de plaques sur les faces extérieures des éléments en béton armé. Ainsi, plusieurs renforcements ont été effectués sur des poutres et sur des colonnes en béton armé.

Une poutre en béton, avec une armature conventionnelle d'acier, peut être renforcée en flexion en collant une plaque en PRF sur sa face en tension ou encore renforcée en cisaillement en collant des bandes en PRF sur ses faces verticales (figure 1.11). La technique de renforcement en flexion a été mise à l'essai depuis une dizaine d'années en Suisse. La résistance en flexion des poutres ainsi renforcées peut être prédite par des méthodes de calculs conventionnelles. Cette technique est de nos jours très répandue et fait l'objet de plusieurs

recherches à travers le monde. Les bandes de renforcement en cisaillement sont collées ou ancrées à l'aide de boulons sur les faces verticales des poutres. L'utilisation de ces bandes en PRF vient se substituer aux bandes d'acier et aux barres d'étriers anciennement utilisées.

Le Ministère des Transports de l'Ontario, en collaboration avec ISIS Canada, a procédé à la réhabilitation du pont Chatham sur l'autoroute 401. Les deux travées situées aux extrémités de ce pont comportent chacune une dalle de béton, non armé, de 175 mm d'épaisseur. La dalle est retenue en place par des plaques d'acier soudées à la semelle supérieure des poutres consoles. Les parties en porte-à-faux de la dalle ont été renforcées par des grilles en PRF à base de fibres de carbone.

En 1996, la Ville de Sherbrooke au Québec a entrepris la réhabilitation du stationnement multiétagé Webster. Ce stationnement était vieux de 37 ans et souffrait de plusieurs détériorations des éléments structuraux. Des plaques en PRF, à base de fibres de verre et de carbone, ont été utilisées pour renforcer les poutres supportant les dalles de stationnement. Les colonnes de béton armé souffraient de dégradations à leur base causées par les sels de déglacage et les agents corrosifs. Ces colonnes ont été elles aussi renforcées par des lamelles de PRF. Un système de capteurs intégrés a été installé sur la structure pour un contrôle continu (figures 1.12 et 1.13).

Le pont couvert d'Eustis, à Compton Station, près de Sherbrooke, est un vieux pont en bois, de 30 m de longueur, construit à la fin du 19^{ème} siècle. C'est l'un des premiers ponts en bois à être renforcé par des PRF à base de fibres de carbone. Les PRF dans ce cas précis se sont avérés très viables, très légers mais surtout très discrets, ce qui a permis au pont de préserver son esthétique et à la structure de recouvrir sa résistance. Des éléments de structure de ce pont en bois ont été démontés et testés à l'Université de Sherbrooke afin d'en déterminer le comportement une fois renforcés (figure 1.14).

En 1997, la Ville de Calgary a entrepris la réhabilitation et le renforcement d'un pont sur le boulevard Country Hills. Ce pont avait un tablier de faible épaisseur qui serait soumis à de fortes contraintes à pleine charge CS-600. Le renforcement conventionnel aurait nécessitait la destruction d'une partie de ce tablier et l'arrêt de la circulation pour la durée des travaux. Pour palier à ce problème la solution de renforcement par des bandes de PRF, avec des fibres de carbone, a été choisie. Ces bandes ont été collées à plusieurs endroits de la dalle de béton,

à des intervalles réguliers de 500 mm. L'installation du renforcement n'a duré que quelques semaines (figure 1.15).

En septembre 1998, le Ministère des Transports du Québec, en collaboration avec le groupe ISIS Sherbrooke, a entrepris des travaux de renforcement du pont numéro 3284 qui enjambe la rivière Noire, à Ste-Émélie-de-l'Énergie. Ces travaux font suite à une phase de recherche expérimentale dans les laboratoires de l'Université de Sherbrooke. Le pont, constitué d'une travée longue de 21,335 m et large de 11,2 m, fut construit en 1951. La structure était en bon état mais devait subir une augmentation de sa capacité portante en conformité avec les nouvelles exigences du Ministère des Transports. De plus, différents appareils d'instrumentation, conventionnelle et par fibres optiques, ont été installés sur toute la structure. Les travaux ont commencé par la réparation du béton et la préparation de surfaces à l'aide de jets de sables. Ensuite, des plaques CarboDur (fibres de carbone) ont été collées premièrement sur deux des quatre poutres qui ont été renforcées en flexion. Les deux autres poutres ont été renforcées par la suite. Le renforcement en cisaillement de ces mêmes poutres a été effectué par le collage de bandes Sika Wrap (fibres de verre). Il est important de noter que la rapidité d'exécution des travaux a permis, à l'aide de feux de circulation, de toujours laisser une voie de circulation ouverte. Des essais de chargement ont été réalisés avant et après le renforcement pour évaluer l'efficacité de l'instrumentation. Les données de ce projet permettront de procéder à des renforcements plus importants sur d'autres ouvrages (figure 1.16).

Selon BONACCI (1999) d'importantes décisions seront prises en ce qui concerne les structures construites dans les années 50, dans les prochaines décennies. L'utilisation des PRF comme renforcements externes est la solution la plus intéressante pour la remise en état et le renforcement de ces structures, comparativement à une reconstruction à neuf ou l'utilisation de méthodes traditionnelles. Les recherches et les études expérimentales devront être encore menées pour démontrer l'efficacité de cette méthode et pour raffiner encore plus ses applications.

1.6 Renforcement des colonnes par des enveloppes en PRF

La technique de renforcement, propre aux colonnes en béton armé, consiste à envelopper ces colonnes de feuilles de PRF. Les fibres sont placées dans la direction circonférentielle. Cette enveloppe crée un effet de confinement du béton qui augmente la résistance de la colonne aussi bien à la compression qu'au cisaillement. NEALE et coll. (1997) rapportent que certaines recherches ont montré que cette méthode améliorerait le comportement des colonnes soumises à des chargements sismiques.

Des essais préliminaires en laboratoire sur des cylindres de béton, confinés avec des enveloppes en PRF, ont été réalisés à l'Université de Sherbrooke par DEMERS et NEALE (1994) et par DENIAUD (1994). D'autres essais ont été effectués sur des colonnes de béton armé de section circulaire, et comprenant différents rapports d'armatures longitudinales, différentes résistances du béton et différentes résistances en cisaillement du béton. Cette technique a été par la suite étendue au confinement des colonnes courtes carrées et des cylindres circulaires avec différentes orientations de plis (figures 1.17 et 1.18). Les tests ont montré que le confinement des colonnes par des enveloppes en PRF augmentait leur résistance en compression et leur ductilité en permettant de restreindre la formation et l'ouverture des fissures dans le béton et en diminuant les déformations transverses dues à la fissuration interne (ROCHETTE, 1996). Les essais ont aussi permis de valider les modèles analytiques servant aux calculs des poteaux confinés.

DEMERS et NEALE (1994), ont démontré le potentiel du confinement du béton à partir d'essais sur des cylindres ronds et rectangulaires. Des enveloppes en fibres de verre et de carbone ont été collées sur ces colonnes. Les résultats des essais ont montré un gain de résistance en compression de 70 % et une déformation ultime sept fois plus grande que celle d'une colonne de béton non confinée.

Les colonnes circulaires du viaduc de Ste-Étienne-de-Bolton, au Québec, ont été elles aussi renforcées par des PRF. Douze des dix-huit colonnes que comprenait ce viaduc ont subi de larges dégradations laissant apparaître leurs armatures d'acier (figures 1.19 et 1.20). Neuf colonnes ont été réparées par des lamelles en PRF dont cinq en fibres de carbone et quatre en fibres de verre. Les trois autres ont été réparées par des matériaux conventionnels. Ce projet a

clairement montré que le coût des PRF est compensé par les économies de main d'œuvre et de manutention. Un autre avantage est la rapidité d'exécution de ce renforcement. En effet, trois semaines seulement ont été suffisantes pour terminer les travaux sans perturbation de la circulation.

Dans le cas de la réhabilitation du pont Champlain à Montréal, l'un des piliers a été renforcé par des PRF. Ce pilier était immergé dans l'eau et subissait par conséquent les effets des contrecoups de l'eau, de la glace et des courants en plus des vents et de la charge des véhicules. L'infiltration des sels de déglacage a aussi entraîné la détérioration du béton et la corrosion des armatures de ce pilier. Pour le renforcement, neuf couches de revêtement en PRF à base de fibres de verre, totalisant une épaisseur totale de 10 mm, ont été utilisées. Des essais complets ont été effectués à l'Université de Sherbrooke afin d'évaluer le comportement de la structure et sa durée de vie (figure 1.21).

Au cœur même de l'Université de Sherbrooke, des colonnes de béton armé, à l'entrée de l'ancienne faculté d'administration, ont été renforcées par des lamelles de PRF à base de fibres de verre (figure 1.22). Ces colonnes avaient subi des dégradations au niveau du béton de recouvrement suivies de la corrosion des aciers d'armatures.

1.7 Buts et méthodologie

Le renforcement en flexion des poutres en béton armé consiste à coller des plaques en PRF sur les faces en tension. Dans plusieurs cas pratiques, cette méthode s'est révélée très efficace. Cependant, les essais au laboratoire ont montré que les caractéristiques de l'interface béton-plaque influencent directement le développement de la pleine capacité de renforcement des plaques. Ainsi, le décollement prématuré de la plaque peut limiter considérablement cette capacité.

L'objectif principal de l'étude est l'analyse des contraintes de cisaillement et la manière dont ces contraintes se propagent le long des plaques de renforcement en PRF ainsi que les déformations dans ces plaques. L'étude complète les autres travaux effectués par le

groupe ISIS Canada de l'Université de Sherbrooke et notamment ceux réalisés par BIZINDAVYI et NEALE (1999).

Deux matériaux seront utilisés : les fibres de verre et les fibres de carbone. Différentes configurations sont envisagées où la longueur, l'épaisseur et le type de PRF varient. On analysera d'abord les résistances en flexion des différentes poutres, les déformations dans les différents matériaux les flèches expérimentales et théoriques. Ensuite on étudiera les déformations sur les plaques en appliquant un modèle théorique, les contraintes de cisaillement le long des plaques et enfin les longueurs de transfert initiales.

Ce mémoire comporte cinq autres chapitres. Une description des PRF et une revue bibliographique feront l'objet du second chapitre. Le troisième chapitre sera consacré aux modèles théoriques suivi d'un quatrième chapitre où on exposera le programme expérimental. Les résultats expérimentaux seront analysés au chapitre cinq. Finalement, le chapitre six contiendra les conclusions et les recommandations de l'ensemble de l'étude.

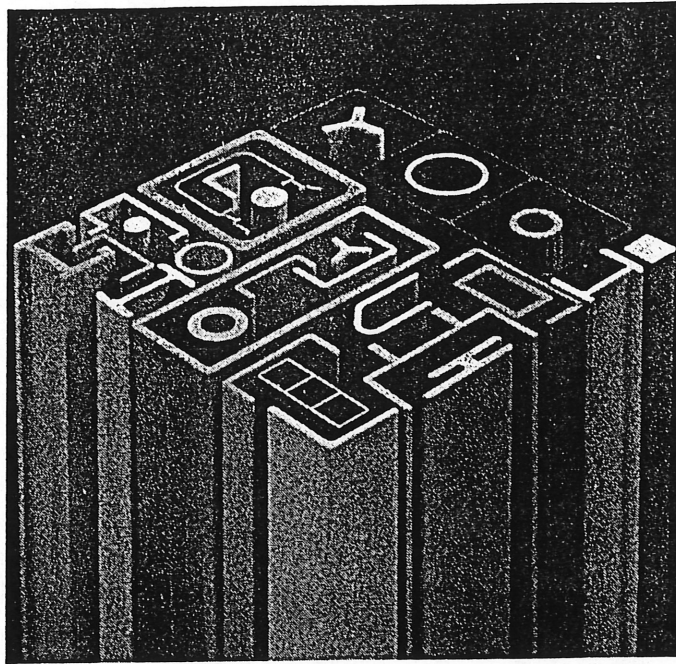


Figure 1.1 : Sections typiques de profilés en PRF (LABOSSIÈRE, 1993 de MUFTI et coll.,1992)

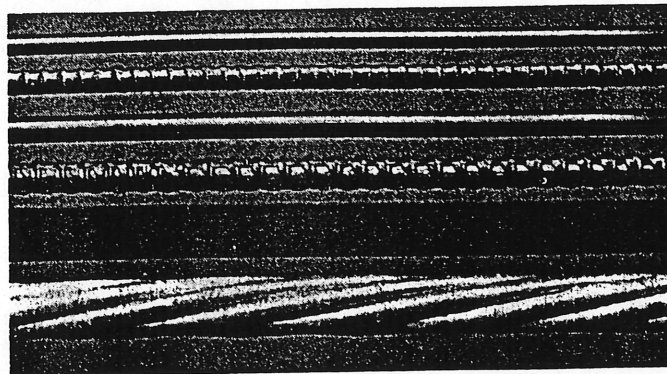


Figure 1.2 : Barres et tendons typiques (LABOSSIÈRE, 1993 de MUFTI et coll., 1992)

Reinforcement for concrete.

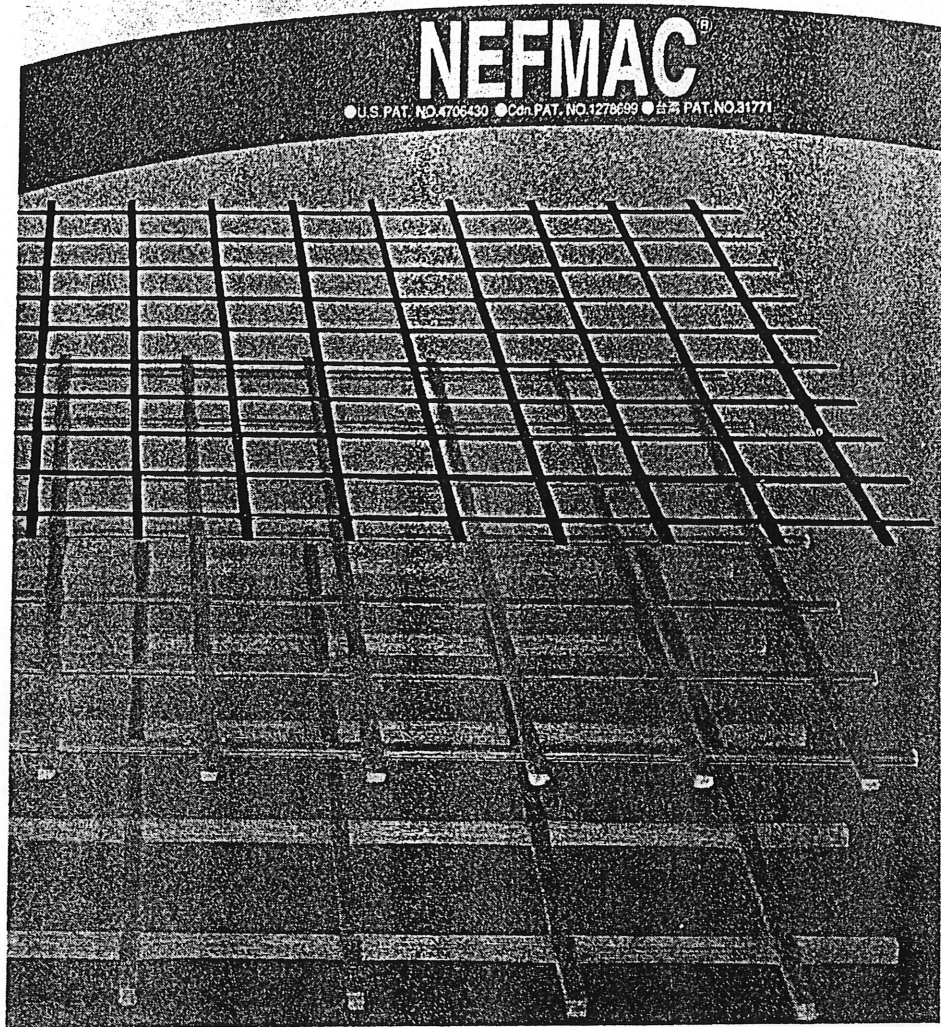


Figure 1.3 : Grilles NEFMAC typiques (LABOSSIÈRE, 1993 de MUFTI et coll., 1992)

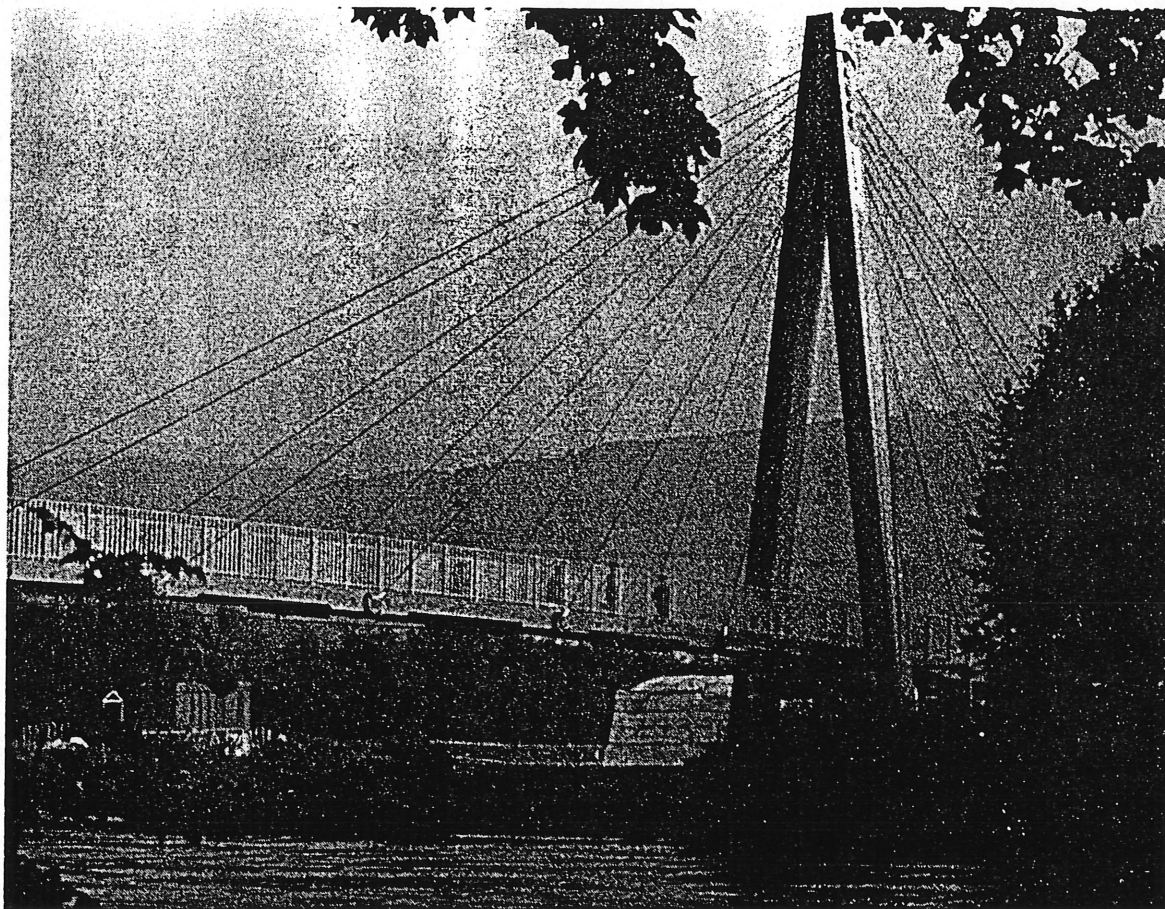


Figure 1.4 : Pont piétonnier du Aberfeldy Golf Course en Écosse (LABOSSIÈRE, 1993)



Figure 1.5 : Pont léger de E.T. Techtonics (JOHANSEN et coll., 1992)

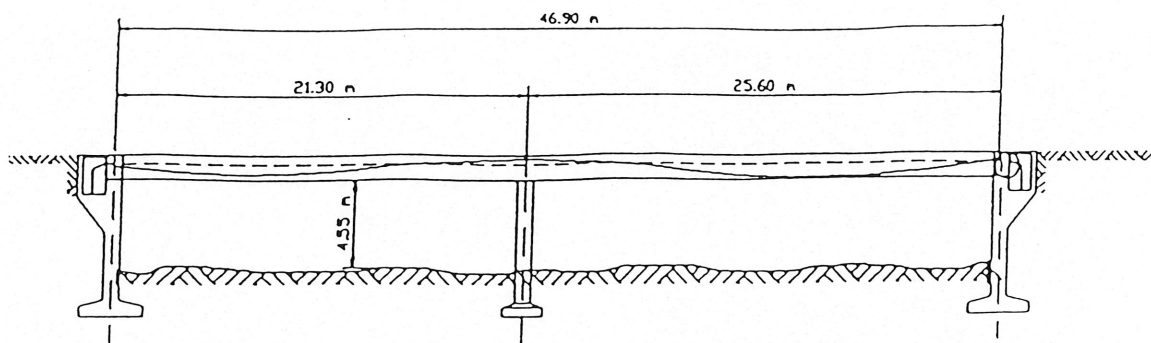


Figure 1.6 : Section longitudinale du pont de Ulenbergstrasse en Allemagne
(MEIER et KAISER, 1991)

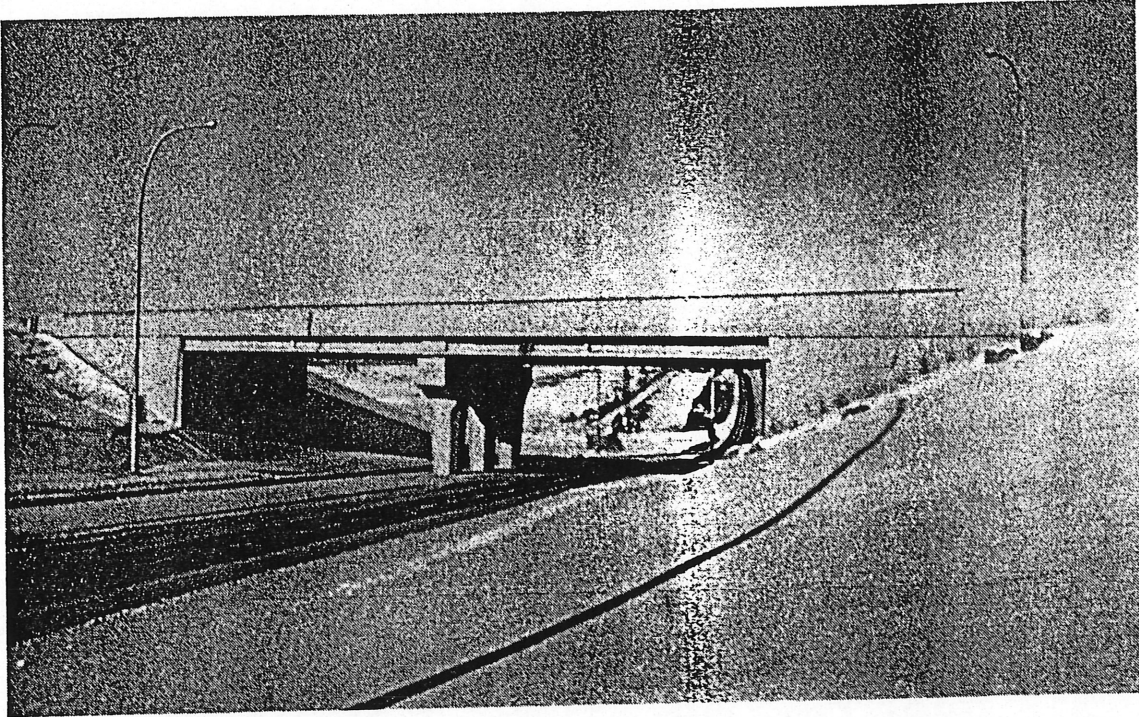


Figure 1.7 : Le Calgary Beddington Trail Bridge (WADE et coll., 1993)

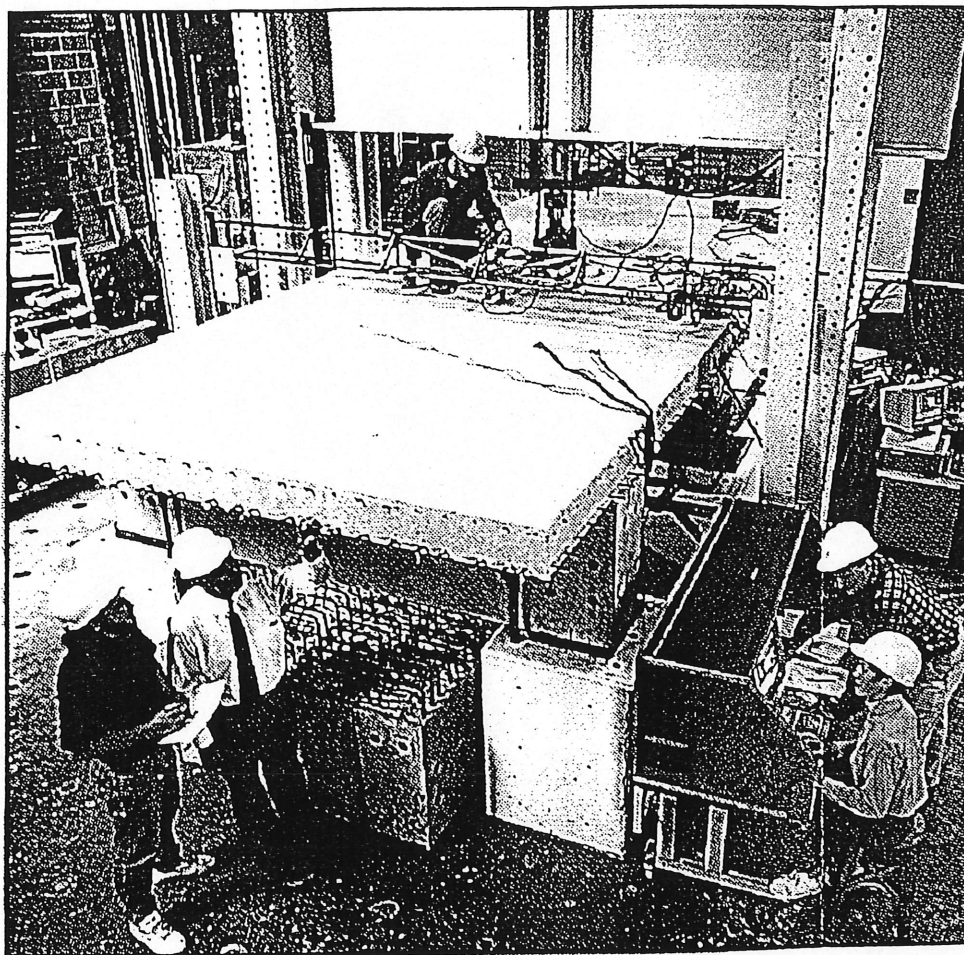


Figure 1.8 : Étude au laboratoire du modèle en pleine grandeur d'une portion du tablier du pont Headingley, au Manitoba (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, avril 1997)

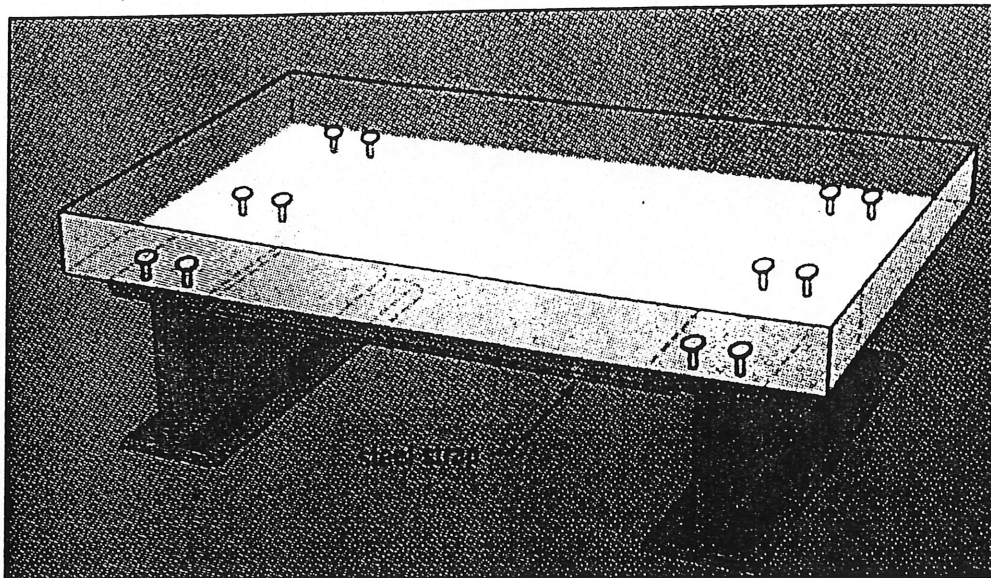


Figure 1.9 : Détail de la dalle de tablier du pont Crowchild à Calgary (Rapport annuel de ISIS Canada, 1996)

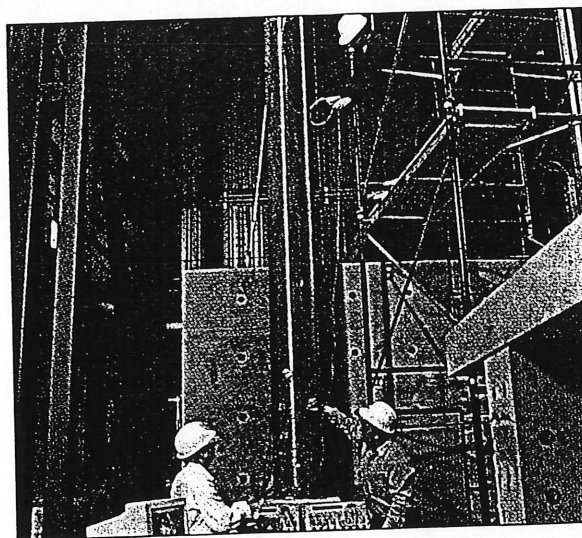


Figure 1.10 : Étude au laboratoire d'un poteau de lignes de transmission en PRF (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, juillet 1998)



Figure 1.11 : Exemple de collage de bandes en PRF sous une dalle en béton
(Rapport annuel de ISIS Canada, 1996)

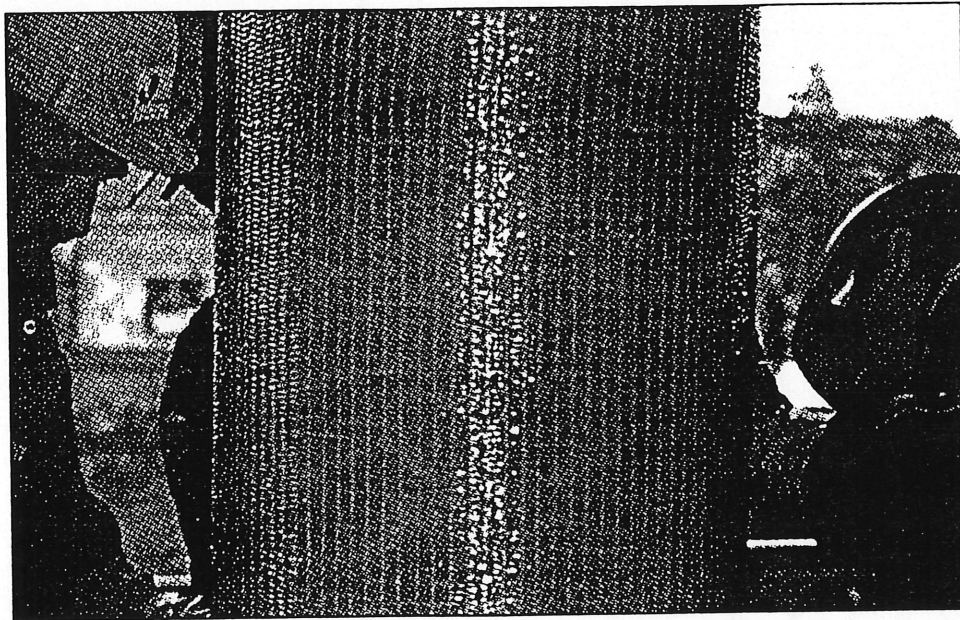


Figure 1.12 : Une colonne renforcée par des lamelles en PRF, du stationnement
multiétagé Webster à Sherbrooke (Rapport annuel de ISIS
Canada, 1996)

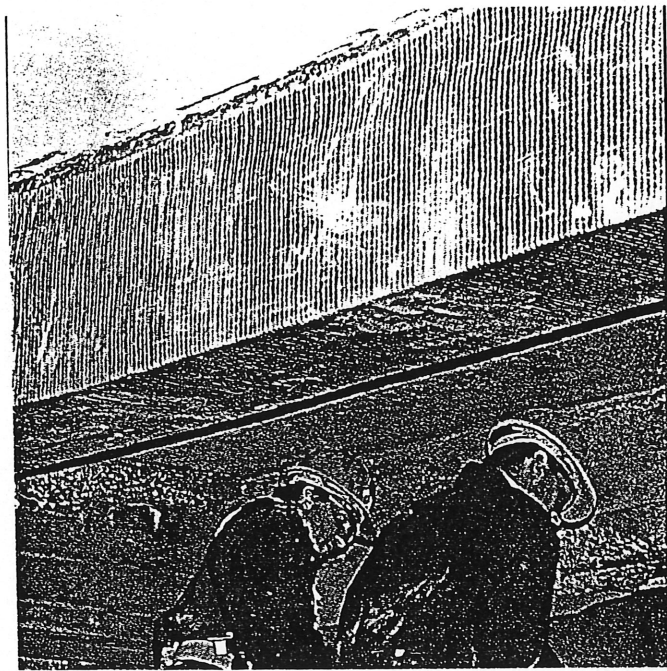


Figure 1.13 : Renforcement d'une poutre du stationnement multiétagé Webster à Sherbrooke (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, avril 1997)

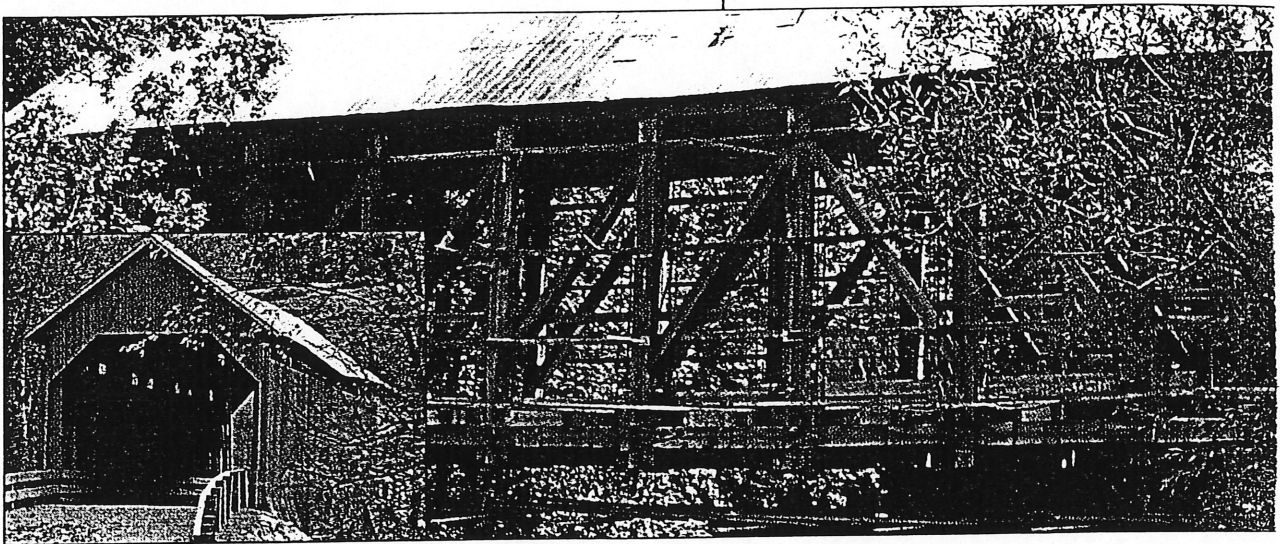


Figure 1.14 : Le pont couvert d'Eustis, à Compton Station près de Sherbrooke (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, juillet 1998)



Figure 1.15 : Renforcement de la dalle du pont du boulevard Country Hills à Calgary (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, février 1999)

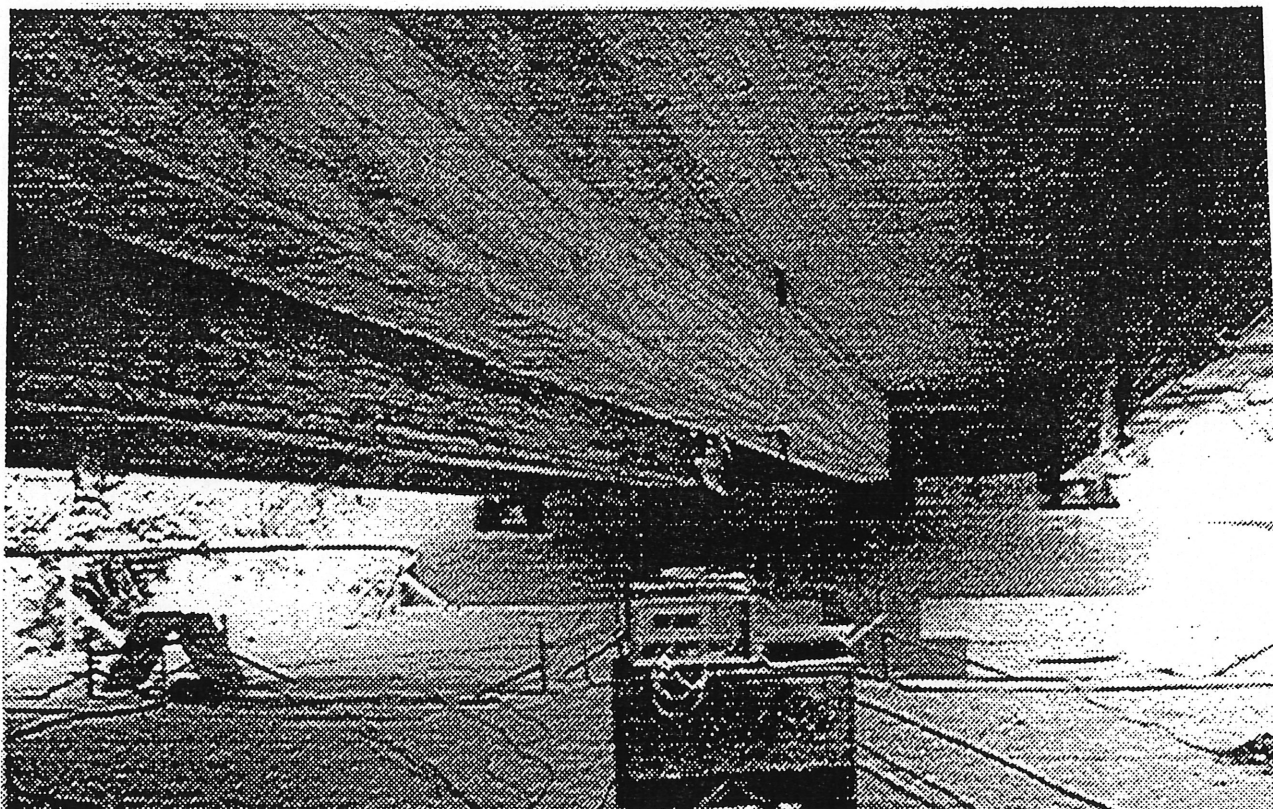


Figure 1.16 : Renforcement du pont # 3284 à Sainte-Émélie-de-l'Énergie (ISIS
SHERBROOKE, JUIN 1999)

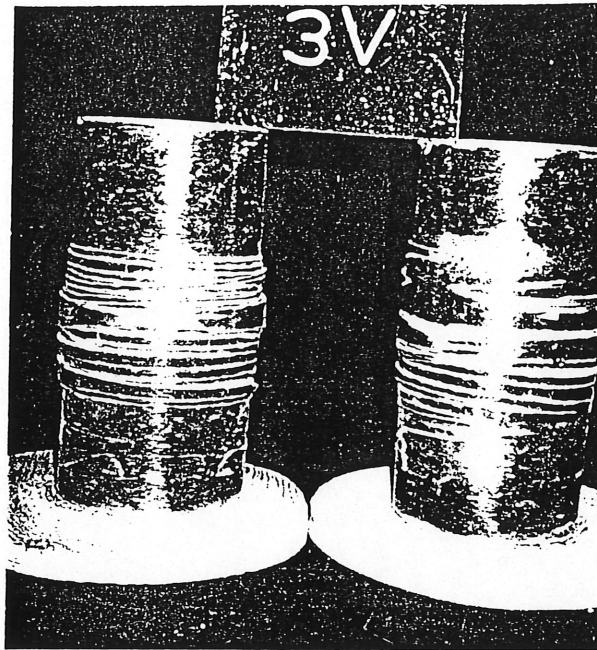


Figure 1.17 : Cylindres confinés avec des PRF (NEALE et coll., 1997)



Figure 1.18 : Colonnes courtes carrées enveloppées de lamelles en PRF (NEALE et coll., 1997)

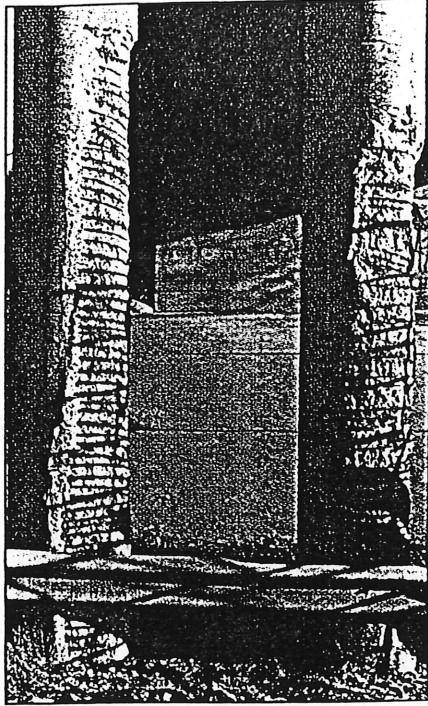


Figure 1.19 : État d'endommagement des colonnes du viaduc de Saint-Étienne-de-Bolton au Québec (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, avril 1997)

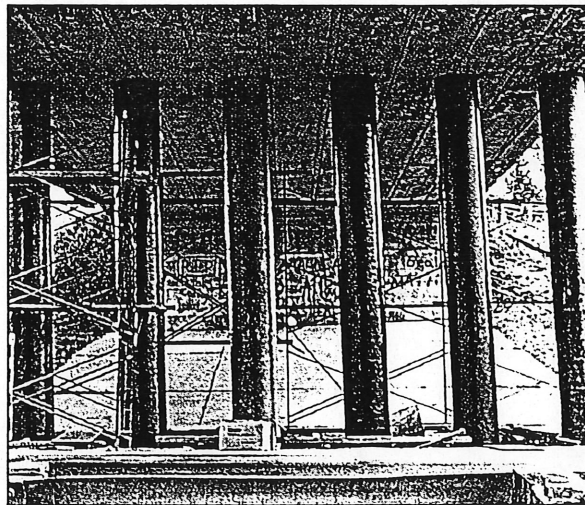


Figure 1.20 : État final des colonnes réparées du viaduc de Saint-Étienne-de-Bolton au Québec (L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, avril 1997)

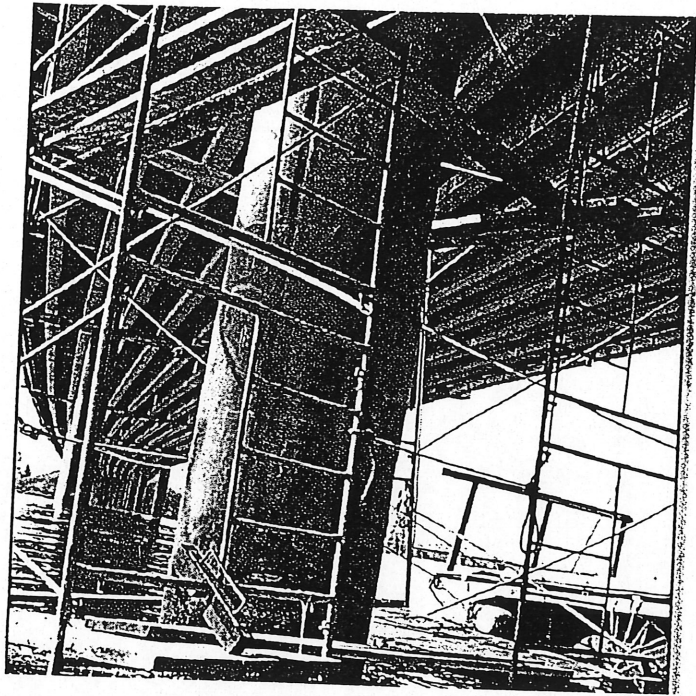


Figure 1.21 : Renforcement du pilier du pont Champlain à Montréal
(L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, avril 1997)

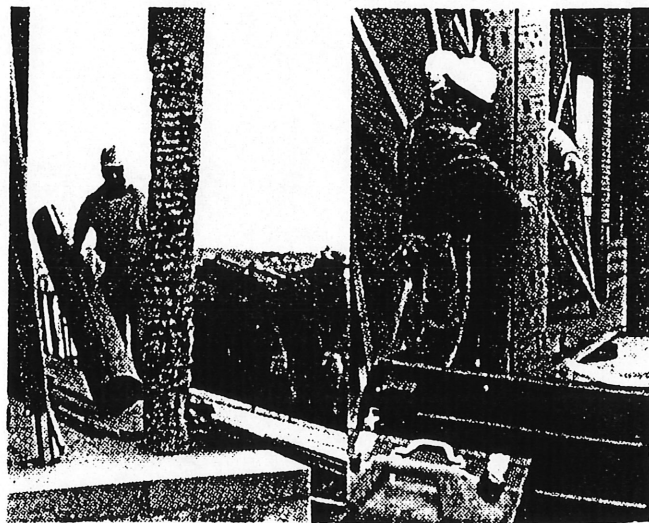


Figure 1.22 : Renforcement de poteaux à l'Université de Sherbrooke
(L'INNOVATEUR, bulletin de ISIS Canada, volume 1, numéro 1)

CHAPITRE 2

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Généralités

La technique de renforcement des poutres en flexion est apparue depuis une trentaine d'années déjà. Elle consiste à coller des plaques d'acier sur les surfaces en tension. Plusieurs publications rapportent les nombreuses études et recherches qui ont accompagné le développement de cette technique. C'est vers la fin des années quatre-vingts que les premières recherches ont été menées sur la substitution des plaques d'acier par des plaques en PRF.

Dans ce chapitre, on présentera d'abord quelques caractéristiques des PRF. Ensuite, on effectuera une revue bibliographique des recherches menées dans le domaine du renforcement des poutres par des plaques d'acier et de PRF. Finalement, on abordera, à travers la littérature, quelques aspects propres à l'utilisation des plaques, d'acier ou de PRF, comme renforcement externe.

2.2 Les matériaux composites (PRF)

2.2.1 Définition

PRF est l'abréviation de Polymères Renforcés de Fibres. Les PRF sont aussi appelés matériaux composites. Ils sont dits composites parce qu'ils sont une combinaison de deux ou plusieurs matériaux de formes macroscopiques différentes. Ils résultent donc de l'association d'au moins deux matériaux non miscibles, dont les qualités se combinent avec synergie (REYNES 1990). Les matériaux ainsi composés possèdent de meilleures caractéristiques que leurs constituants pris séparément.

La grande particularité d'un système PRF est qu'il doit s'adapter, au niveau de ses propriétés, aux exigences de conception alors qu'avec des matériaux techniques traditionnels, la conception découle des propriétés des matériaux constitutifs.

Généralement, les PRF sont constitués de deux phases inertes l'une par rapport à l'autre : le renfort et la matrice. Le renfort qui constitue l'armature, ou le squelette du système PRF, assure la tenue mécanique vis-à-vis de la résistance à la traction et la rigidité. Il est constitué de fibres de nature filamentaire et de composition minérale ou organique. La matrice, qui lie les fibres du renfort, répartit les efforts de flexion ou de compression et assure la protection chimique. En plus, elle donne la forme au produit final. La matrice est un polymère ou une résine organique (figure 2.1).

Outre ses deux phases inertes, un système PRF est constitué de :

- ❖ L'interface qui transmet les contraintes du renfort à la matrice et leur assure la compatibilité physique et chimique. Une bonne adhérence en couche fine, de l'ordre du micromètre, garantit la transmission de contraintes sans déplacement relatif.
- ❖ Les additifs spécifiques tels les catalyseurs, les agents tixotropiques et les accélérateurs de polymérisation

- ❖ Les charges qui se présentent sous forme de particules. Elles ont pour rôle d'apporter des propriétés particulières ou complémentaires (par exemple une meilleure tenue à la température), ou encore d'abaisser le prix de revient final.

On distingue par ailleurs, deux types de PRF :

- ❖ Les PRF dits hautes performances (HP) qui sont issus des associations de fibres longues de verre R, carbone ou aramide avec des résines époxydiques. Le taux de renfort dans ce type de PRF est supérieur à 50 %
- ❖ Les PRF dits de grande diffusion (GD) qui sont issus des associations de fibres de verre E avec une résine polyester ou une résine technopolymère. Le taux de renfort dans ce type de PRF est proche de 30 %. Comme son nom l'indique, ce type est le plus courant et donne un bon compromis performance/coût de revient par rapport aux matériaux conventionnels.

Il est à noter que la technologie des PRF s'améliore sans cesse de jour en jour dans les différentes directions pour augmenter leurs performances ou diminuer leur prix de revient. Du coup, de nouveaux matériaux font leur apparition au gré des besoins de l'industrie.

2.2.2 Les fibres

Les renforts sont constitués de plusieurs milliers de filaments et apportent les propriétés mécaniques aux systèmes PRF. Dans un système PRF les fibres travaillent bien en traction mais moins bien en compression et très faiblement en cisaillement. D'où l'idée de les associer en forme pour obtenir une charpente résistante. En fonction des propriétés recherchées on distingue trois types de renforcement : unidirectionnel, bidirectionnel et multidirectionnel (figure 2.2). Le taux de renfort, quant à lui, peut représenter de 20 à 80 % de la masse totale de la structure PRF. Ceci influence directement les propriétés mécaniques. En général, plus le taux de renfort est grand dans une direction plus sa résistance mécanique est grande, comme le montre le graphique de la figure 2.3.

Les premières fibres à être utilisées ont été les fibres de verre. D'autres types sont apparus depuis, dont on cite : les fibres de carbone, d'aramide ou de kevlar, les fibres métalliques et les fibres céramiques. On assiste constamment à l'apparition de nouveaux types de fibres qui sont de plus en plus destinées à un usage très précis. De là vient la dénomination des PRF comme étant des matériaux à la carte.

a) Les fibres de verre

Les fibres de verre sont le matériau de renfort le plus utilisé dans les PRF. Ceci s'explique par l'abondance des sources de la silice (SiO_2) qui constitue le matériau de base. La production des fibres de verre commence par le coulage du verre en fusion au travers de filières tel que montré à la figure 2.4. Ensuite, on procède à des étirages successifs. Il existe deux procédés de filage du verre :

- ❖ L'étirage mécanique par filage à grande vitesse, qui donne un fil de base continu constitué de filaments plus ou moins fins qu'on appelle silionne
- ❖ L'étirage pneumatique qui produit une mèche de fibres discontinues qu'on appelle verranne

Le verre possède un excellent rapport performances mécaniques/prix à cause de son coût de production peu élevé par rapport aux autres types. DORLOT et coll. (1986) rapportent que le pourcentage de silice que contiennent ces fibres contrôle leurs performances mécaniques et leur température d'utilisation. On distingue plusieurs types de fibres de verre. Le tableau 2.1 donne quelques propriétés de deux types de fibres, le type E et le type S, comme le suggère AGARWAL et BROUTMAN (1990).

b) Les fibres de carbone

Les fibres de carbone sont apparues depuis le siècle dernier. Elles étaient extraites d'éléments organiques naturels. DORLOT et coll. (1986) rapportent que de nos jours, ces fibres

sont fabriquées à base de fibres inorganiques en carbonisant des fibres de polymères tressées, appelée PAN. Pour produire le PAN, on dissout le polymère dans un solvant qui s'écoule ensuite dans une filière pour donner une fibre coagulée. Cette fibre subit ensuite une carbonisation et enfin une graphitisation tel qu'indiqué à la figure 2.5. Ces opérations entraînent des coûts très élevés de production et des pertes de matière.

Selon le pourcentage de carbone qu'elles contiennent, on distingue les fibres de carbone, 90 à 98 %, et les fibres de graphite, au-delà de 99 %. Les deux types sont à très haute résistance à la traction et leur module d'élasticité est très élevé. Elles sont utilisées pour fabriquer des PRF à haute performance. C'est pendant la cuisson qu'on peut contrôler la résistance et le module d'élasticité du produit final. Le tableau 2.2 résume quelques propriétés des fibres de carbone comme le suggèrent DEBLOIS et coll. (1993).

TABLEAU 2.1 : PROPRIÉTÉS DES FIBRES DE VERRE DE TYPE E ET S

Propriétés, unités	Verre type E	Verre type S
Densité, g/cm ³	2,45	2,49
Résistance en tension, MPa	3448	4585
Module d'élasticité, GPa	72,4	85,5
Diamètre possible, µm	3-20	8-13
Coefficient de dilatation thermique, 10 ⁻⁶ /°C	5,0	2,9

TABLEAU 2.2 : PROPRIÉTÉS DES FIBRES DE CARBONE

Propriétés, unités	Carbone à haute résistance	Carbone à haut module
Densité, g/cm ³	1,78	1,80
Module d'élasticité GPa	200	400
Résistance en tension, MPa	2800	2200
Allongement à la rupture %	1,0	0,5

c) Les fibres d'aramide

L'appellation commerciale des fibres d'aramide est le Kevlar qui est une marque d'origine de la compagnie américaine Dupont-De-Nemours. Elles sont, par ailleurs, très utilisées dans l'industrie pneumatique. Les composants de base sont des molécules de polyamides aromatiques à liaisons amides d'où leur nom aramide. Ces fibres sont produites par synthèse chimique à basse température (-10°C) et l'on opère par cristaux liquides en solution, ce qui donne des molécules dites auto-orientées et par conséquent une bonne tenue mécanique.

Les fibres d'aramide sont, en général, très résistantes et ont un module d'élasticité très élevé. Selon RIGAL (1989), on distingue deux types de fibres d'aramide : le Kevlar 29 et le Kevlar 49. Le type 29 est utilisé surtout pour la fabrication de PRF alors que le second sert à confectionner les cordes et les câbles. Le tableau 2.3 montre quelques propriétés des fibres d'aramide telles que mentionnées par AGARWAL et coll. (1990).

TABLEAU 2.3 : PROPRIÉTÉS DES FIBRES D'ARAMIDE

Propriétés, unités	Aramide type 29	Aramide type 49
Densité, g/cm ³	1,44	1,44
Module d'élasticité GPa	62	124
Résistance en tension, MPa	2760	3620
Allongement à la rupture %	3-4	2-8

2.2.3 La matrice

Comme il a été mentionné plus haut, les matrices servent à enrober les fibres et à les lier afin d'assurer le transfert des charges. Leurs propriétés mécaniques sont négligeables par rapport à celles des fibres. On distingue deux types de matrices : les matrices organiques et les matrices inorganiques. Le choix d'un type ou d'un autre dépendra des propriétés et des conditions d'utilisation des fibres. Les matrices organiques sont, en général, à base de polymères. Elles peuvent être thermoplastiques ou thermodurcissables. Les premières peuvent être réutilisées après une nouvelle fusion alors que les secondes subissent un procédé de fabrication initial irréversible. Les résines thermodurcissables sont surtout utilisées avec des fibres longues et les thermoplastiques avec des fibres plus courtes. Les principaux avantages des matrices organiques, en général, sont le faible coût de production, la faible densité volumique, la bonne maniabilité et la grande résistance chimique. Elles sont pour cela les plus utilisées. Les matrices inorganiques sont à base de matériaux métalliques ou céramiques. Elles sont moins utilisées et servent en général dans des applications à des températures supérieures à 300°C.

Les principales matrices ou résines utilisées sont : les résines époxy, les polyamides, les polyéthers, les polyesters, les vinylesters, les phénoliques et les polyuréthanes.

2.2.4 Procédés de transformation

Les procédés de transformation des PRF sont plus nombreux que ceux pour les métaux. Cependant, la transformation des métaux a plus de deux siècles d'expérience industrielle alors que l'industrialisation des PRF n'a débuté que dans les années 1970, et elle continue encore de nos jours à se développer.

La figure 2.6 montre les principaux procédés de transformation PRF. Il est à noter que les caractéristiques des PRF ne sont pas connues avant leur usinage et le procédé de transformation contribue fortement aux propriétés des produits finaux. Ainsi différents paramètres d'usinage influencent la réalisation des formes en PRF. Par exemple : une étape d'usinage contrôlée par la machine donnera de meilleurs résultats que si elle est faite manuellement, l'utilisation d'un moule avec une forte pression donnera encore plus de précision à la pièce usinée, le bon choix de l'outillage donnera une meilleure finition.

Nous verrons deux des principaux procédés de transformation des PRF : la pultrusion et le tissage.

a) La pultrusion

Ce procédé permet de reproduire presque toutes les sections en matériaux conventionnels : profilés en I, en H, tubes, cornières. Comme indiqué à la figure 2.7, la pultrusion consiste à imprégner des renforts continus, composés de fibres de verre ou de carbone le plus souvent, avec une résine de polyester, de vinylester ou d'époxy. Ensuite, le système est formé par traction au travers d'un moule filière chauffée qui polymérise la structure profilée.

La combinaison verre époxy est la plus utilisée dans la pultrusion même si tous les autres types de fibres peuvent être utilisés. Cependant, à cause de leurs propriétés mécaniques, l'utilisation des sections pultrudées est souvent limitée par les états limites de service qui sont rapidement atteints par les PRF.

b) Le tissage

Le tissage est une opération qui précède certaines opérations de transformation ou pour simplement obtenir un tissu ou une nappe composés de fils de fibres. Il permet de déterminer l'architecture du renfort (fibres) en lui donnant différentes textures. De façon analogue à ce qui se fait dans l'industrie du textile, les fibres sont tissées ou tressées à l'aide de métiers à tisser.

Pour former un tissu, les fils de fibres de chaîne et de trame sont disposés perpendiculairement suivant un entrecroisement, un nombre au cm et un poids/m² prédéterminés. La fabrication se fait sur des métiers à tisser à navette, à lance ou à jet d'eau, et le tissage peut être bi- ou tridimensionnel comme le montre la figure 2.8. Après le tissage, les fibres peuvent être imprégnées par une résine. Quand le nombre de fils devient très élevé on parle plutôt de nappe. Les fils de fibres sont parallèles et simplement tenus entre eux par un autre fil. Les nappes peuvent aussi être par la suite imprégnées par une résine. C'est d'ailleurs ce procédé de tissage qui est utilisé pour la fabrication de lamelles minces en PRF pour le renforcement des poutres ou des dalles.

Le tressage, quant à lui, permet d'obtenir un tissage en gaine tubulaire sur un métier à tresser (figure 2.9). Le tressage peut combiner différentes fibres pour produire ce qu'on appelle un tressage hybride. Il est souvent utilisé pour le renforcement des corps de révolution de petits diamètres ou des profilés.

2.2.5 Applications

Les PRF sont présents dans plusieurs domaines : la construction automobile, la construction ferroviaire, la construction navale et bien sûr la construction aéronautique. Ils sont aussi présents dans l'électronique et l'électricité, dans l'équipement industriel et agricole et dans les produits de loisirs et de sport.

Dans les métiers du génie civil, outre les applications dans la construction mentionnées au chapitre 1, les PRF sont partout présents où de bonnes performances vis-à-vis de la légèreté

et la tenue à la corrosion sont exigées : les plaques de toiture, les coffrages de béton, les appareils sanitaires (lavabos, baignoires, éviers) et la signalisation routière.

Pour la réhabilitation des structures, on utilise les PRF sous forme de plaques rigides ou de lamelles minces. Elles sont constituées de couches simples ou multiples de fibres, tissées et imprégnées ou non de résine. Le tableau 2.4 présente les différentes marques et matériaux, ainsi que certaines propriétés des lamelles utilisées dans l'étude du renforcement des structures par le groupe ISIS Canada, de l'Université de Sherbrooke.

TABLEAU 2.4 : PROPRIÉTÉS DES PRF UTILISÉS POUR LE RENFORCEMENT DES STRUCTURES PAR LE GROUPE ISIS CANADA, DE L'UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE (ISIS SHERBROOKE, AVRIL 1999)

Fibres	Poids par surface (g/m ²)	Masse vol. fibres (g/cm ³)	Épaisseur (mm)	Résistance en tension (MPa)	Module élastique (GPa)	Déformation (%)
MTSUBISHI						
Type 20	200	1.8	0.111	3400	230	1.5
Type 30	300	1.8	0.167	3400	230	1.5
Type HM	200	2.1	0.143	1900	640	0.3
MBrace						
CF 530	300	1.82	0.165	2930	371	0.8
CF 130	300	1.82	0.165	3465	229	1.5
EG 30	300	2.55	0.118	1730	88	2.0
FibriWrap System GRI						
SEH51	930	0.72	1.3	552	27.6	2.0
SCH41			1.0	1034	68.9	1.5
SIKA						
SikaWrap Hex 100G			1.0	600	26	2.2
SikaWrap Hex 103C			1.0	960	73.1	1.3
CarboDur S	2240	1.6	1.2-1.4	2800	165	1.7
CarboDur M	2240	1.6	1.4	2000	210	1.1
CarboDur H	2240	1.6	1.4	1300	300	0.8

2.3 Renforcement des poutres par des plaques d'acier

Lors des premiers travaux de réhabilitation, effectués depuis plusieurs années, on a utilisé des plaques d'acier pour renforcer des éléments de structures et particulièrement les poutrelles en béton armé. Tel que mentionné dans la chapitre 1, SAADATMANESH et EHSANI (1991) rapportent qu'en 1964, en Afrique du Sud, les poutres d'un bâtiment ont été renforcées par des plaques d'acier. Depuis, d'autres exemples sont apparus en Grande-Bretagne en Suisse et au Japon. HENWOOD et O'CONNELL (1994) rapportent que plus de 30 structures ont été renforcées par collage de plaques d'acier, en Grande-Bretagne, entre 1974 et 1994.

Plusieurs recherches ont été faites alors pour étudier ce type de renforcement. Plusieurs chercheurs ont depuis fait des études pour déterminer les facteurs qui influencent le comportement des structures renforcées par des plaques d'acier.

JONES et coll. (1980) ont étudié l'influence de l'épaisseur de la colle sur le comportement en flexion du renforcement par des plaques d'acier. Pour cela ils ont testé des poutres sous armées (100 mm x 150 mm x 1200 mm), renforcées par des plaques d'acier sur la partie en tension. L'épaisseur de la colle variait de 1.6 à 8 mm. L'étude a montré que la rigidité des poutres augmentait avec l'épaisseur de la colle alors que la résistance en flexion était peu influencée.

Les mêmes chercheurs, en 1985, ont étudié cette fois l'influence de la longueur des poutres sur le renforcement. Ils ont ainsi testé 12 poutres (150 mm x 150 mm) avec des longueurs de 700 mm et de 2100 mm. Les tests en flexion ont montré la prédominance des ruptures en cisaillement pour les poutres courtes. Par contre, pour les poutres longues, la résistance ultime a augmenté et les ruptures étaient survenues en flexion.

JONES et coll. (1988), ont étudié les problèmes d'ancrage des plaques d'acier qui servent de renforcement en flexion, à des poutres en béton armé. Une étude théorique prévoyait une forte concentration de contraintes et des forces de décollement aux extrémités des plaques d'acier. Le programme expérimental comprenait sept poutres rectangulaires, dimensionnées pour avoir la même charge ultime théorique, en supposant une adhérence parfaite. Les plaques d'acier qui ont servi de renforcement ont été ancrées par des boulons,

par des bandes ou simplement sans ancrages. Leur épaisseur variaient d'une poutre à une autre. Les résultats des essais ont montré que le mode et le détail d'ancrage ont une influence directe sur la résistance ultime des poutres. L'utilisation de boulons n'empêche pas le décollement de la plaque mais évite toutefois la séparation. Les meilleures performances ont été obtenues avec des poutres renforcées par des plaques épaisses collées et ancrées par des boulons.

SWAMY et coll. (1982) ont testé six poutres (100 mm x 100 mm x 2500 mm) renforcées par des plaques d'acier sur la face tendue. Parmi ces poutres, certaines étaient surarmées et d'autres sous-armées. L'épaisseur de la colle était de 3 mm et celle des plaques variait entre 1,5 et 10 mm. Les tests ont montré que le gain en résistance en flexion était de 44 % pour les poutres surarmées et de 100 % pour les poutres sous-armées. L'augmentation de l'épaisseur de la plaque a fait passer le mode de rupture de la plastification au décollement des plaques. Les auteurs ont aussi observé que le renforcement par ces plaques d'acier a retardé l'apparition des fissures.

En 1987, SWAMY et coll. ont étudié l'influence des paramètres de renforcement. Pour cela ils ont testé, en flexion, 24 poutres en béton armé (155 mm x 255 mm x 2300 mm) renforcées par des plaques d'acier. Les plaques avaient une longueur de 2200 mm, une largeur de 125 mm et une épaisseur qui variait entre 1,5 et 6 mm. Différentes épaisseurs de colle étaient utilisées ainsi qu'un pré-chargement. Les tests ont montré qu'une couche de colle de 1,5 mm d'épaisseur donnait de meilleurs résultats que celle de 3 ou 6 mm. Treize poutres ont subi une rupture par arrachement du béton sous les aciers d'armature, à partir d'une extrémité de la plaque, à cause d'une importante fissure de cisaillement au bord. Les plaques de 1,5 mm d'épaisseur ont permis aux poutres de développer leur pleine résistance en flexion. Celles de 3 mm ont permis 90 % de la résistance alors qu'avec celles de 6 mm, les armatures d'acier n'ont pas atteint la plastification. Les chercheurs ont conclu qu'il fallait limiter le rapport largeur sur épaisseur de la plaque à 50.

SWAMY et JONES (1992) rapportent que le renforcement des poutres en béton armé par des plaques en acier est une méthode relativement simple et, pour certains cas, elle est très efficace et ne conduit qu'à une faible augmentation de la profondeur de la poutre. La plaque permet par ailleurs de réduire les déformations et les flèches, de retarder l'initiation des

fissures et d'augmenter ainsi les charges de service. Quand la rupture de la poutre dépend de la limite élastique de la plaque, la résistance ultime peut être prédite en utilisant la théorie de calcul du béton. L'augmentation de cette résistance varie entre 20 et 40 %. Cependant, le renforcement par des plaques nécessite certaines précautions afin d'éviter les ruptures prématurées causées par le décollement des plaques. D'autre part, comme les plaques de renforcement sont exposées à l'air libre en pratique, une protection spéciale contre la corrosion peut être nécessaire.

VAN GERMERT et coll. (1985) ont réalisé des essais de durabilité sur des poutres renforcées en flexion par des plaques d'acier. Les poutres avaient une longueur de 6 m et les plaques avaient une épaisseur de 20 mm. Des cycles de variation de température, entre -20°C et $+90^{\circ}\text{C}$, ont montré que pour les basses températures aucune diminution de la charge ultime n'est observée, alors que pour les performances de la résine d'époxy, qui a servi au collage des plaques, ont diminué considérablement. Par ailleurs, les effets de la corrosion atmosphérique sont essentiellement influencés par le degré de préparation des surfaces de contact entre le béton et la plaque d'acier. D'autres tests de fatigue ont été aussi réalisés avec 500 000 cycles et une fréquence de 30 cycles/min et un niveau maximal de contrainte de 40 N/mm^2 . Ces derniers tests n'ont montré aucune redistribution des contraintes dans les poutres renforcées.

ROBERTS (1989) a développé un modèle théorique simple pour prédire les concentrations des contraintes normales et des contraintes de cisaillement le long de la couche de colle dans l'interface plaque d'acier-poutre en béton armé. Il a testé une plaque d'acier collée à une poutre avec une couche d'adhésif dont les constantes de rigidité normale et en cisaillement sont connues. Pour obtenir son modèle théorique, il a superposé le résultat de deux étapes. D'abord, il suppose une adhérence parfaite entre la plaque et la poutre, ensuite il tient compte des conditions limites aux bords de la plaque. L'auteur affirme toutefois que la première étape pouvait introduire une sous-évaluation des contraintes de l'ordre de 30 %.

OEHLERS et MORAN (1990) ont effectué des essais sur 57 poutres en béton armé, renforcées par des plaques d'acier. Le renforcement s'est fait comme dans les cas réels, c'est-à-dire que les poutres ont subi un préchargement et une préfissuration. Le but de ces essais était d'étudier le décollement des plaques lorsque les courbures des poutres augmentaient. Les chercheurs ont établi un modèle théorique permettant de déterminer la résistance ultime des

poutres en tenant compte de ce mode de rupture prématuré qu'est le décollement des plaques. Lors des essais, deux types de décollement ont été relevés : le décollement suite à une augmentation de la courbure, qui s'est manifesté par une séparation graduelle de la plaque, et un décollement suite à la formation des fissures diagonales de cisaillement et qui s'est manifesté par une séparation rapide de la plaque. Les auteurs ont conclu que la rigidité en flexion, l'épaisseur de la plaque d'acier et la résistance du béton en tension influencent directement la résistance au décollement de la plaque.

Il est à noter que même si l'utilisation des plaques d'acier est une méthode économique de renforcement, elle reste assez difficile et laborieuse. Ainsi, HENWOOD et O'CONNELL (1994) ont rapporté un cas pratique de renforcement d'un tablier du pont Bolney Flyover, en Grande-Bretagne. Un total de 676 plaques de 360 mm de largeur, 6 mm d'épaisseur et un peu plus de 6 m de longueur ont été utilisées. Le poids de chaque plaque est de 100 kg environ pour un total de 70 tonnes d'acier qui ont été levés et ancrés par des boulons ! En plus du problème du poids, une précaution particulière était nécessaire pour que les plaques ne se déforment pas durant le transport et la manutention. La cadence de travail ne permettait pas le collage de plus de 10 plaques par jour. Par conséquent, 26 semaines ont été nécessaires pour terminer le projet. La substitution des plaques d'acier par des plaques de PRF s'avère donc impérative.

2.4 Renforcement des poutres par des plaques de PRF

Depuis l'introduction des PRF dans les métiers du génie civil, d'innombrables études ont été effectuées pour étudier l'utilisation de ces matériaux dans la réhabilitation des structures en béton armé. Les avantages du collage de plaques de PRF pour le renforcement des structures sont très nombreux et compensent largement le coût initial des matériaux. Légèreté, insensibilité à la corrosion, facilité et rapidité d'exécution sont les principaux atouts de cette méthode comparée, par exemple, au cas pratique rapporté par HENWOOD et O'CONNELL (1994), cité à la fin du paragraphe précédent.

Comme toute innovation technique, l'utilisation des plaques de PRF a fait l'objet de plusieurs recherches afin d'en connaître les différents aspects et comportements ultimes. Les plaques de renforcement sont à base de fibres de carbone, de verre ou d'aramide. Ces produits peuvent être en forme de tissu non imprégné qui est découpé en lamelles selon les dimensions voulues. Pour mettre ces lamelles en place, on les imprègne d'une résine époxy puis on les colle directement sur la surface de renforcement. Ainsi, l'imprégnation et le mûrissement se font sur place. Ces produits peuvent aussi être sous forme de plaques pultrudées et entièrement finis. Ce genre de plaque n'a besoin que d'être collé sur la surface par une résine spécifiée par le fabricant. Les deux types de plaques sont finalement composés de fibres continues très résistantes et une matrice de résine époxy. Les plaques ont, en général, un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture, sans palier de ductilité. L'absence de ductilité est le principal désavantage, en plus du comportement vis-à-vis du feu, des PRF par rapport à l'acier.

DIAB et coll. (1984) ont effectué l'une des premières études concernant cette méthode de réhabilitation par collage de plaques en PRF. Neuf poutres de 3200 mm de longueur ont été renforcées, dans la région entre les points d'application de deux charges ponctuelles, par des plaques de fibres de verre de 10,6 mm d'épaisseur. Certaines poutres ont subi des chargements avant le renforcement et les autres sont restées intactes. Les essais ont montré une augmentation de la charge ultime de 29,9 % pour les poutres qui ont subi un pré-chargement et 15,6 % pour les poutres intactes. La flèche a diminué de 23 % pour les premières et de 14,6 % pour les secondes. Les auteurs ont suggéré d'utiliser des plaques plus minces et d'étendre le renforcement au-delà de la région du moment constant.

SAADATMANESH et EHSANI (1990) ont effectué une étude pour déterminer la colle époxydique la plus appropriée pour le collage des plaques en PRF sur les surfaces de béton. Ils ont alors testé, en flexion, quatre poutres (90 mm x 150 mm x 1525 mm), renforcées par des plaques à base de fibres de verre. Ces plaques ont été collées aux poutres de béton par différents types d'adhésifs. Les essais ont montré la fiabilité d'une colle époxydique caoutchouteuse, dure, relativement visqueuse et qui possède une consistance semblable à celle d'une pâte de ciment.

Les mêmes chercheurs, en 1991, ont étudié des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre. Une poutre en T et cinq poutres rectangulaires ont été renforcées, sur leur partie tendue, par des plaques de 6 mm d'épaisseur ($E_p = 37$ GPa, $f_{pu} = 400$ MPa). L'âme de la poutre en T et les poutres rectangulaires avaient une portée de 4570 mm et une section de 455 mm x 205 mm. L'aile de la poutre en T mesurait 75 mm x 610 mm. Une poutre a servi pour étudier le sous dimensionnement en cisaillement. Deux des cinq poutres rectangulaires ont été cambrées avant le collage des plaques. Les auteurs ont conclu que le gain de résistance en flexion a été doublé pour la poutre en T et quadruplé pour les poutres rectangulaires. La cambrure a faiblement augmenté la résistance en flexion.

AN et coll. (1991), ont développé un modèle analytique pour prédire les courbures en fonction des moments appliqués sur des poutres, de section rectangulaire ou en T, renforcées par des plaques en PRF. Le modèle théorique suppose une adhérence parfaite entre le béton et la plaque et il est basé sur l'équilibre des forces et la compatibilité des déformations. Le modèle prévoit un important gain de résistance pour une poutre faiblement armée. Une comparaison, effectuée avec les résultats expérimentaux obtenus par SAADATMANESH et EHSANI (1991), a montré une bonne concordance avec les résultats théoriques.

RITCHIE et coll. (1991) ont étudié l'influence de la nature et des propriétés des plaques en PRF sur le renforcement externe des poutres en béton armé. Pour cela, ils ont testé 16 poutres (150 mm x 300 mm x 2450 mm, $f'_c = 40$ MPa, $A_s = 255$ mm², $A_v = 15$ mm², $s = 60$ mm). Ces poutres ont été surdimensionnées en cisaillement pour avoir uniquement une rupture en flexion. Pour le renforcement, ils ont utilisé des plaques à base de fibres de verre ($E_p = 11$ à 30 GPa, $f_{pu} = 160$ à 590 MPa), de fibres de carbone ($E_p = 54$ à 118 GPa, $f_{pu} = 590$ à 1500 MPa) et de fibres d'aramide ($E_p = 72$ GPa, $f_{pu} = 1180$ MPa). Leur épaisseur variait entre 1 et 8 mm, leur longueur entre 1,7 et 2,4 m et leur largeur était de 150 mm. Les chercheurs ont ancré les plaques de deux façons : par simple prolongement des plaques jusqu'aux appuis et par collage de cornières en L sur les faces verticales aux extrémités des poutres. La première méthode a évité le déchirement du béton dans 50 % des cas alors que la seconde l'a fait dans seulement 25 % des cas. Les auteurs ont conclu qu'il était préférable de prolonger les plaques jusqu'aux appuis au lieu de mettre des ancrages.

MEIER et KAISER (1991) rapportent les premiers grands travaux, de même que les premières applications sur chantier, réalisés par les Laboratoires Fédéraux d'Essais sur les Matériaux en Suisse (EMPA), sur le renforcement des poutres en béton armé par des plaques de PRF collées par une résine d'époxy, effectués en 1987. Des essais sur 26 poutres de 2 m et sur une poutre de 7 m de long ont été ainsi effectués. Ces poutres ont été comparées avec d'autres poutres sans renforcement. Les plaques étaient à base de fibres de carbone, et avaient une épaisseur qui variait entre 0,3 et 1 mm. La couche de 0,3 mm était suffisante pour doubler la résistance ultime des poutres courtes, alors qu'une couche de 1 mm sur la poutre longue de 7 m a augmenté la résistance de seulement 22 %. Cependant, les auteurs ont remarqué que le renforcement par des plaques en PRF a permis de réduire considérablement la progression des fissures dans toutes les poutres, en plus d'une diminution importante de la flèche à la rupture.

MEIER (1992) a montré que l'utilisation des plaques en fibres de carbone ($E_p = 115$ GPa, $f_{pu} = 1482$ MPa) pour le post-renforcement de structures en béton armé a pour résultat d'augmenter la résistance en flexion. Pour cela, il a testé des poutres de 2 m de longueur, renforcées avec des lamelles de 0,3 mm d'épaisseur. Des poutres de 7 m de longueur, renforcées avec des lamelles de 1 mm d'épaisseur ont été aussi testées. Enfin, des poutres de 2 m de longueur sans renforcement ont servi pour comparer les résultats. Les poutres de 2 m avec renforcement ont montré un gain de 100 % de résistance en flexion contre 22% pour celles de 7 m. Les ruptures étaient des ruptures en flexion.

Une étude, réalisé par MCKENNA en 1993, avait pour objet l'influence du nombre de lamelles appliquées (entre 1 et 6) et l'orientation des fibres composant les lamelles (0° , $+15/-15^\circ$ ou $+30/-30^\circ$). Les essais ont inclus 30 poutrelles en béton plein (150 mm x 150 mm x 1000 mm) et 18 poutres (150 mm x 300 mm x 2000 mm) en béton armé. Les résultats ont montré que la résistance en flexion augmentait proportionnellement par rapport au nombre de lamelles. D'autre part, les poutres renforcées avec des fibres dont l'orientation était de $\pm 15^\circ$ ou $\pm 30^\circ$ ont émis des sons dès l'apparition des premières fissures sur le béton des poutrelles et ont augmenté la résistance en flexion des poutres en béton armé.

DEBLOIS et coll. (1993), ont étudié le renforcement des poutres en béton armé par des plaques à base de fibres de verre unidirectionnelles et bidirectionnelles. Les épaisseurs des plaques variaient entre 4,75 et 6,35 mm. Les chercheurs ont testé six poutrelles d'une

longueur d'un mètre et de section carrée de 125 mm de côté, ainsi que six poutres rectangulaires de 4,1 m de longueur et d'une section de 200 sur 300 mm. Pour le collage des plaques sur les poutres, deux méthodes ont été utilisées : l'utilisation d'une résine époxy et la combinaison de la résine et de boulons d'ancrage. Des plaques en PRF ont été aussi collées sur les faces verticales de certaines poutrelles. Les essais sur les poutrelles ont montré que le renforcement avec une plaque unidirectionnelle augmente la résistance de la poutre de 18 % et l'ajout d'un autre renforcement sur les faces verticales augmente la résistance de 58 %. L'utilisation de plaques bidirectionnelles pour renforcer les poutrelles a augmenté la résistance de 32 % et l'ajout de boulons augmente la résistance de 38 %. Les poutres ont été renforcées par des plaques bidirectionnelles et par une combinaison d'une plaque bidirectionnelle et d'une autre unidirectionnelle. Le renforcement bidirectionnel a augmenté la résistance des poutres de 65 % alors que la combinaison, bidirectionnelle et unidirectionnelle, a augmenté la résistance des poutres de plus de 100%.

Dans le groupe ISIS Canada de l'Université de Sherbrooke, plusieurs projets ont été réalisés depuis 1994 pour étudier le renforcement des poutres en béton armé avec des plaques en PRF. Les poutres et les plaques ont été placées sous différentes configurations qui comprenaient des longueurs, des épaisseurs, des largeurs et des orientations de fibres variées. Les dimensions des poutres correspondaient aux exigences des appareils d'expérimentation disponibles au laboratoire. Les ancrages ainsi que les modèles analytiques ont aussi fait l'objet de plusieurs études au laboratoire par les membres du groupe (NITEREKA, 1995 ; CHICOINE, 1997) . En 1994, les essais effectués dans le groupe, se sont tous terminés par des ruptures dans l'interface béton-plaque (M'BAZAA, 1995 ; MISSIHOUN, 1995). Les résultats de ces tests ont montré un gain important de résistance en flexion. Ils ont par ailleurs permis de vérifier que les longueurs des plaques n'avaient aucun effet sur les courbes charge-flèche. L'orientation des fibres des plaques en PRF semble accélérer la rupture finale en augmentant le nombre de fissures dans le béton (MISSIHOUN, 1995). Des poutres similaires à celles testées en 1994, ont fait l'objet d'essais en 1996 afin de mieux comprendre le mode de rupture par décollement et étudier les différents systèmes d'ancrages (CHICOINE, 1997). La résistance et la ductilité en flexion ont été améliorées. D'autres configurations ont été utilisées pour les essais en 1995, mais cette fois avec des poutres fissurées avant le renforcement. Ces fissures

initiales dans le béton ont faiblement influencé le mode de rupture et la rigidité des poutres. D'autres tests, incluant des poutres avec diverses configurations d'armature et des sections en T, ont été effectués en 1997 (LAMOTHE, 1998 ; LAPIERRE, 1998). Les ancrages étaient améliorés et étendus pour le renforcement en cisaillement. Les renforcements externes des poutres ont été ancrés par des bandes en U collées aux extrémités et d'autres par des lamelles équidistantes sur toute la longueur des faces verticales. La poutre sans ancrage a montré un gain en résistance de 84 %. Les poutres renforcées et avec ancrages aux extrémités et équidistants ont eu un gain de 143 % et 168 % respectivement.

2.5 Modes de rupture des poutres renforcées

Le renforcement en flexion des poutres en béton armé par des plaques d'acier ou en PRF mène à des modes de rupture additionnels qui viennent s'ajouter aux modes de rupture d'une poutre classique de béton armé.

DJELAL et coll. (1996) ont présenté un résumé des principaux modes de rupture des poutres renforcées avec des plaques en PRF, relevés dans la littérature. Ainsi, ils ont dénombré les cas suivants :

- ❖ Rupture du béton en compression. Ce mode de rupture survient lorsque la quantité d'acier d'armatures en tension est supérieure au rapport maximal défini par les normes.
- ❖ Rupture des armatures en tension. Ce mode de rupture est spécifique des essais cycliques.
- ❖ Rupture fragile de la plaque en tension. Ce type de rupture est précédé par des bruits distincts de craquements suivi d'un éclatement de la matrice du PRF. Les flèches atteintes dans ce cas sont très importantes.
- ❖ Rupture aux interfaces plaque-colle ou colle-béton.

- ❖ Rupture par décollement de la plaque de renforcement. Ce mode de rupture est le plus répandu lors des essais. Il peut avoir deux causes différentes : le délaminage de la plaque amorcé, en général, à son extrémité et favorisé par la non-uniformité de la surface de béton ou délaminage de la plaque par cisaillement causé par la combinaison de fissures verticales et diagonales suivies par un déplacement relatif des parois des fissures. Ce dernier mode, appelé aussi *peeling-off* s'amorce le plus souvent à proximité des charges concentrées.

L'expérience a montré que pour éviter le dernier mode de rupture par décollement de la plaque de renforcement, il peut être avantageux d'ajouter des ancrages aux extrémités des plaques. Ces ancrages peuvent être des bandes en U, en PRF aussi, collées sur les extrémités, des plaques de renforcement en forme de I dont les ailes viennent ancrer les extrémités ou encore l'utilisation de boulons mécaniques.

SHARIF et coll. (1994) ont étudié les différentes méthodes d'ancrage des plaques : boulons, plaques et cornières. Dix poutres en béton armé (150 mm x 150 mm x 1180 mm) renforcées par des fibres de verre ($f_{pu} = 170$ MPa) ont été testées. Les plaques avaient une longueur de 1000 mm, une largeur de 100 mm et une épaisseur qui variait entre 1, 2 et 3 mm. La poutre avec une plaque de 1 mm d'épaisseur a subi une rupture par flexion, alors que celles avec 2 et 3 mm d'épaisseur ont subi une rupture par décollement aux extrémités. Les boulons d'ancrages n'ont pas empêché la rupture par décollement ni l'apparition des fissures diagonales en tension près des appuis mais ils ont évité une séparation complète de la plaque. L'ajout de plaques collées sur les parois verticales a évité l'apparition des fissures diagonales en tension aux extrémités. Enfin, la poutre renforcée par une plaque coupée en forme de I a subi une rupture normale en flexion par écrasement du béton en compression. Les auteurs ont conclu que ce dernier type de renforcement était adéquat car il élimine à la fois le décollement de la plaque et les fissures diagonales en tension.

TRIANTAFILLOU et PLEVRIS (1992) ont élaboré un modèle théorique pour le *peeling off*. Ce modèle est basé sur le mouvement de glissement relatif entre les parois internes verticales des fissures. Ce glissement provoque une ouverture verticale (v) et horizontale (w) (figure 2.10). Ces ouvertures dépendent de la quantité d'étriers et du pourcentage d'acier d'armatures

et de PRF dans les poutres renforcées. Les auteurs supposent que la charge ultime P_u est proportionnelle au rapport (v/w) multiplié par la somme de la rigidité en cisaillement des armatures et de la plaque en PRF. Pour tester leur modèle, les auteurs ont fait des essais sur huit poutrelles de 1220 mm de long et de section rectangulaire de 76 mm sur 127 mm. Les plaques de renforcement sont en fibres de carbone, leur épaisseur variaient entre 0,2 et 1,9 mm, leur largeur variaient entre 42,6 et 63,9 et leur longueur était de 1070 mm. La poutre de contrôle, sous-renforcée, a subi une rupture par plastification des armatures de tension. Deux des poutres renforcées ont subi une rupture de la plaque en PRF. Ces deux poutres avaient le plus faible pourcentage de renforcement en PRF. Les cinq poutres qui restent ont subi un décollement de la plaque par *peeling off*. Trois de ces poutres ont servi alors à calibrer le modèle et les deux autres à vérifier les résultats. Après comparaison des résultats théoriques et expérimentaux, le modèle théorique doit encore être validé par d'autres essais pour déterminer ces conditions d'application (figure 2.12).

RITCHIE et coll. (1991) ont effectué des essais sur 16 poutres renforcées par des plaques à base de fibres de verre, d'aramide ou de carbone. Certaines plaques ont été ancrées à l'aide de bandes en U, d'autres ont été prolongées jusqu'aux appuis et une poutre avait un renforcement avec deux plaques décalées l'une par rapport à l'autre. Dans les deux derniers cas l'augmentation de la charge ultime était de 97,4 % et 83,4 % respectivement (figure 2.12).

M'BAZAA (1995) a, pour sa part, étudié l'influence de la longueur des lamelles en PRF sur le renforcement des poutres en béton armé. Les essais ont été effectués sur cinq poutres (200 mm x 300 mm x 3300 mm) qui ont été dimensionnées avec le minimum d'acier dans le sens longitudinal. L'une des poutres n'a pas été renforcée de PRF et a servi de poutre de contrôle. Les quatre autres ont été chacune renforcées par trois plaques en PRF à base de fibres de carbone ($E_p = 82$ GPa, $f_{pu} = 1378$ MPa). Pour chaque poutre, chaque plaque avait des plis de longueurs variables. Des bandes en U ont été ajoutées à la quatrième poutre afin d'ancrer le bout des plaques. Les résultats ont montré que les poutres ont obtenu des gains de 56 à 69 % en résistance en flexion par rapport à la poutre de contrôle. L'une des conclusions était qu'il est possible de réduire la longueur de certaines plaques sans pour autant diminuer la résistance de l'ensemble.

CHICOINE (1997) a effectué une étude pour déterminer la cause des ruptures prématurées des poutres renforcées par des plaques en PRF et pour déterminer les ancrages adéquats pour imposer la rupture en flexion. Les essais comportaient quatre poutres (200 mm x 300 mm x 3300 mm) avec le minimum d'armature requis en flexion. Les poutres ont été renforcées par trois lamelles en PRF, à base de fibres de carbone, de 2900 mm de longueur, de 167 mm de largeur et de 0,9 mm d'épaisseur. Certaines de ces poutres ont été ancrées par des bandes en U collées aux extrémités et d'autres par des lamelles équidistantes sur toute la longueur des faces verticales. La poutre sans ancrage a montré un gain en résistance de 84 %. Les poutres avec ancrages aux extrémités et équidistants ont eu un gain de 143 % et 168 % respectivement.

2.6 Cisaillement et transfert de contraintes dans les plaques en PRF

BIZINDAVYI et NEALE (1999), du groupe ISIS Canada, de l'Université de Sherbrooke, ont fabriqué un montage qui permet d'appliquer une traction pure et contrôlée sur des lamelles en PRF. Ce montage, montré à la figure 2.13, a été réalisé afin d'étudier les paramètres influençant l'adhérence du PRF au béton. Chaque échantillon est composé d'un bloc de béton, de 150 x 150 x 400 mm, sur la face duquel une lamelle en PRF est collée sur une longueur donnée. Deux types de PRF ont été testés : les fibres de verre, de marque *TYFO[®] Composite Fibrwrap System* fournies par la compagnie *Hexcel Fyfe Co*, et les fibres de carbone de marque *Replark-20TM* fournies par la compagnie *Mitsubishi Chemical Ltd*. Il est à noter que ce sont les mêmes produits qui vont être utilisés dans cette étude. Les plaques collées sur les blocs de béton se composaient de 1 ou 2 plis, avec une épaisseur presque uniforme.

Les résultats expérimentaux ont permis de tracer les courbes de distribution des déformations le long des plaques à partir des lectures des jauges collées. Ces courbes, montrées aux figures 2.14 à 2.17, présentaient, en général, trois tendances différentes correspondant à trois régions de l'interface PRF-béton. Une décroissance exponentielle des

déformations, vers l'extrémité de la plaque, au début du chargement, correspondant au niveau de chargement nécessaire pour initier les premières fissures dans le bloc de béton à l'extrémité du support. Ce niveau de chargement était de 55 à 63 % de la charge ultime pour les plaques en fibres de verre, et de 62 à 68 % pour les plaques en fibres de carbone. Cette première étape a défini une région, dite de transfert initial, nécessaire pour que les déformations s'annulent. Une fois la première série de fissures est apparue, cette région de transfert s'étend le long de la partie non encore chargée de la plaque. La décroissance devient plus ou moins bilinéaire avec un point de transition à la limite de la région de transfert initiale.

Durant la phase finale du chargement, le profil de décroissance est plutôt linéaire et la région de transfert couvre toute la longueur de la plaque. Il est à noter que pour les plaques en fibres de carbone à un pli, seule la décroissance de type exponentielle a été observée.

Par ailleurs, les mesures de déformations le long des plaques en PRF ont permis de calculer la valeur moyenne des contraintes de cisaillement. Les courbes de distribution de contraintes, illustrées aux figures 2.18 à 2.21, montrent qu'il existe un niveau de chargement pour lequel la contrainte de cisaillement, dans la région près de l'extrémité de chargement, atteint un pic et ensuite commence à diminuer rapidement. Au même moment, la contrainte de cisaillement dans la région adjacente commence à augmenter à son tour jusqu'à un pic donné et ainsi de suite. Ce phénomène a été observé progressivement d'une région à une autre jusqu'à la rupture totale du joint. Les résultats d'un modèle théorique ont été comparés avec les résultats expérimentaux concernant la distribution des contraintes de cisaillement. Dans le domaine élastique, ce modèle a montré une bonne corrélation avec les données expérimentales.

2.7 Conclusion

L'utilisation de plaques d'acier pour le renforcement des poutres en béton armé est limitée par de nombreux inconvénients. Les plaques de PRF se sont révélées comme un substitut potentiel. Les recherches ont montré que le renforcement en flexion des poutres par

des plaques en PRF augmente la résistance ultime de ces poutres. Cette augmentation est fonction du pourcentage d'acier d'armature et de renforcement en PRF. La plaque en PRF augmente aussi la rigidité des poutres en diminuant les flèches maximales. Par ailleurs, les ancrages améliorent le rendement des plaques et peuvent éviter leur décollement qui est causé par la concentration de contrainte de cisaillement dans les plaques de renforcement. L'analyse des déformations, des contraintes de cisaillement et la façon dont se propage ces contraintes le long des plaques s'avère nécessaire pour comprendre et contrôler le décollement des plaques qui empêche les plaques de développer leur pleine capacité.

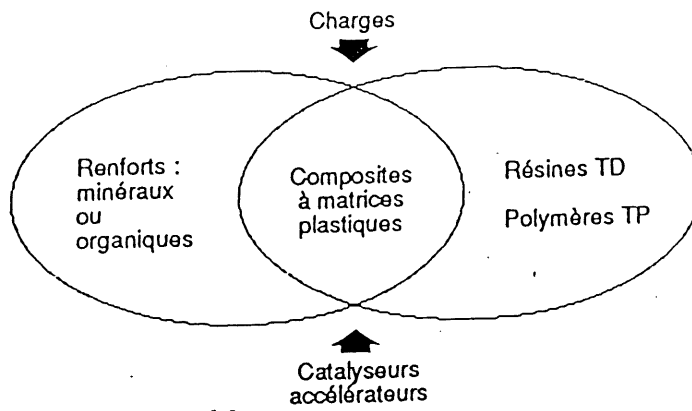


Figure 2.1 : Composants de base d'un système PRF (REYNES, 1990)

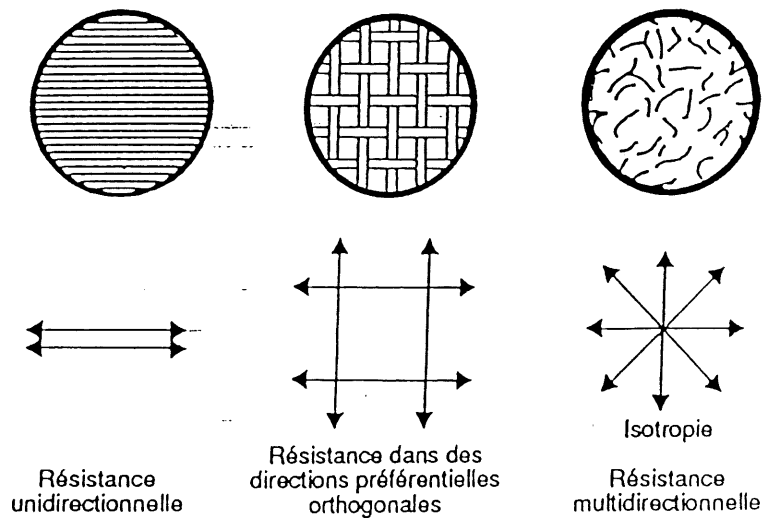


Figure 2.2 : Les trois types de renforcement dans un système PRF (REYNES, 1990)

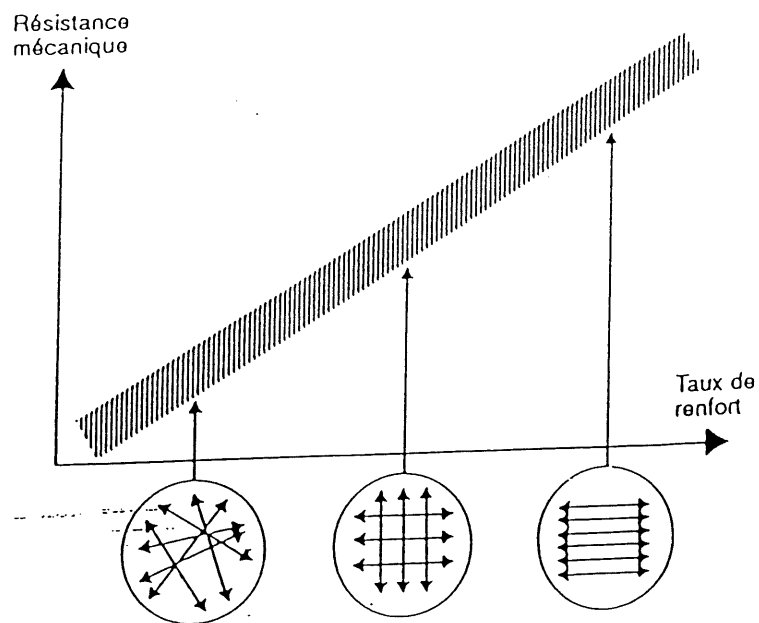


Figure 2.3 : Variation de la résistance mécanique d'un système PRF en fonction du taux de renforcement (REYNES, 1990)

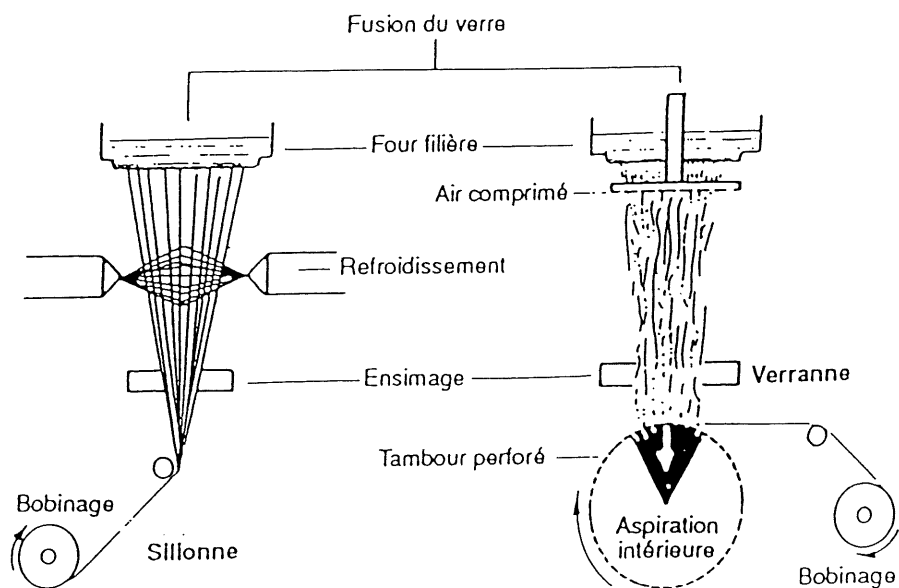


Figure 2.4 : Production des fibres de verre (REYNES, 1990)

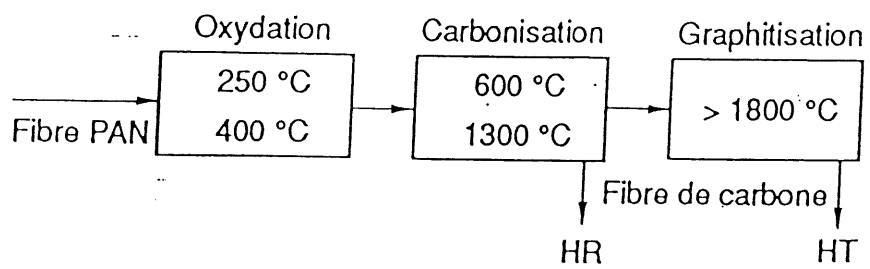
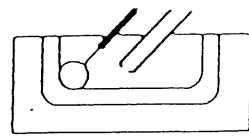
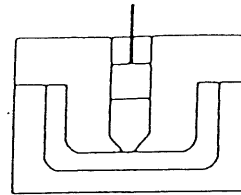


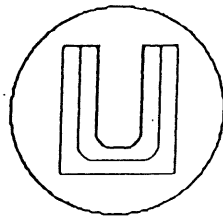
Figure 2.5 : Production des fibres de carbone (REYNES, 1990)



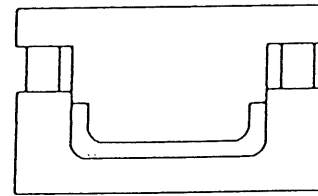
Moulage au contact
projection



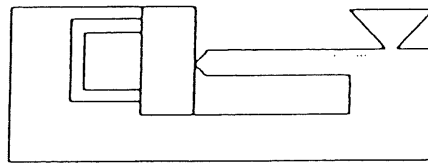
Pressage basse pression (RTM)



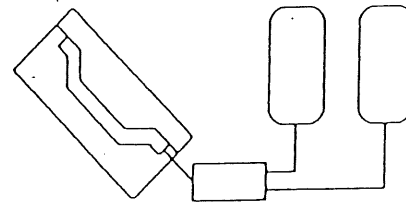
Drapage autoclavé



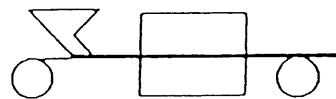
Compression (BMC, SMC)



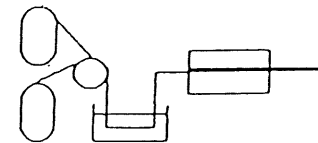
Injection (transfert- ZMC, TPR)



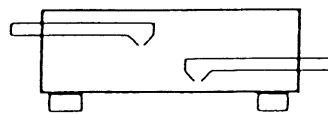
Moulage par réaction (R-RIM)



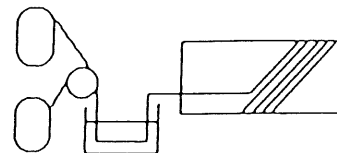
Stratification en continu entre films



Pultrusion



Centrifugation



Enroulement filamentaire

Figure 2.6 : Principaux procédés de transformation (REYNES, 1990)

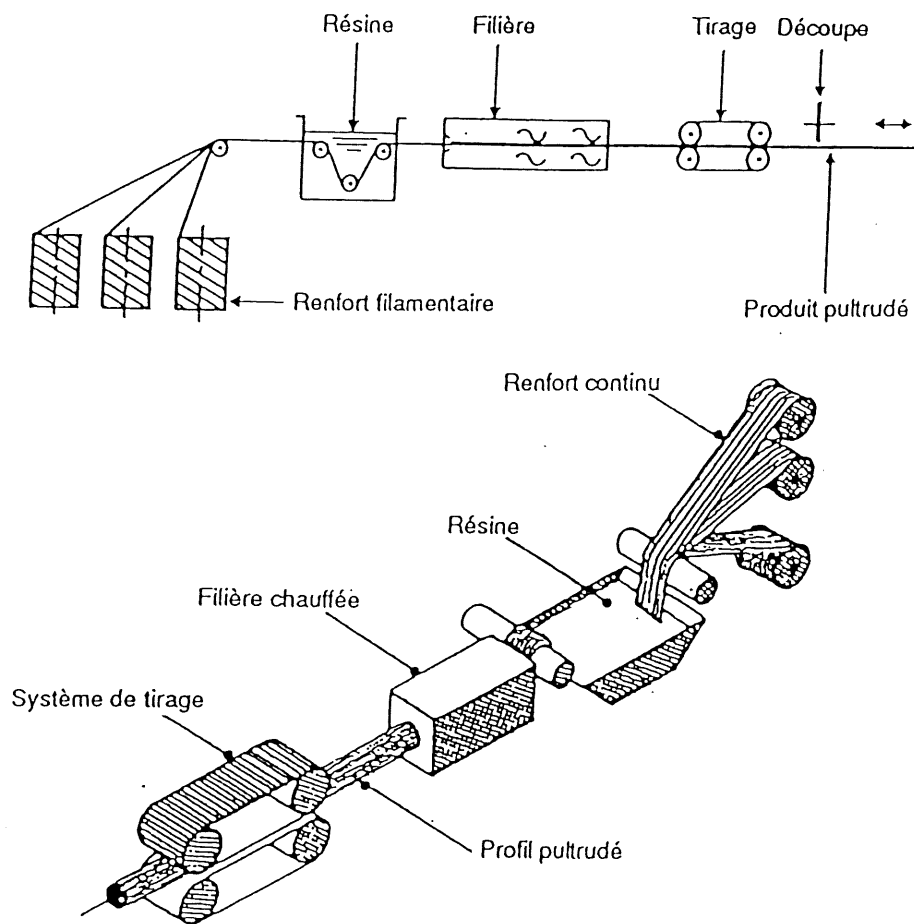


Figure 2.7 : Principe de la pultrusion (REYNES, 1990)

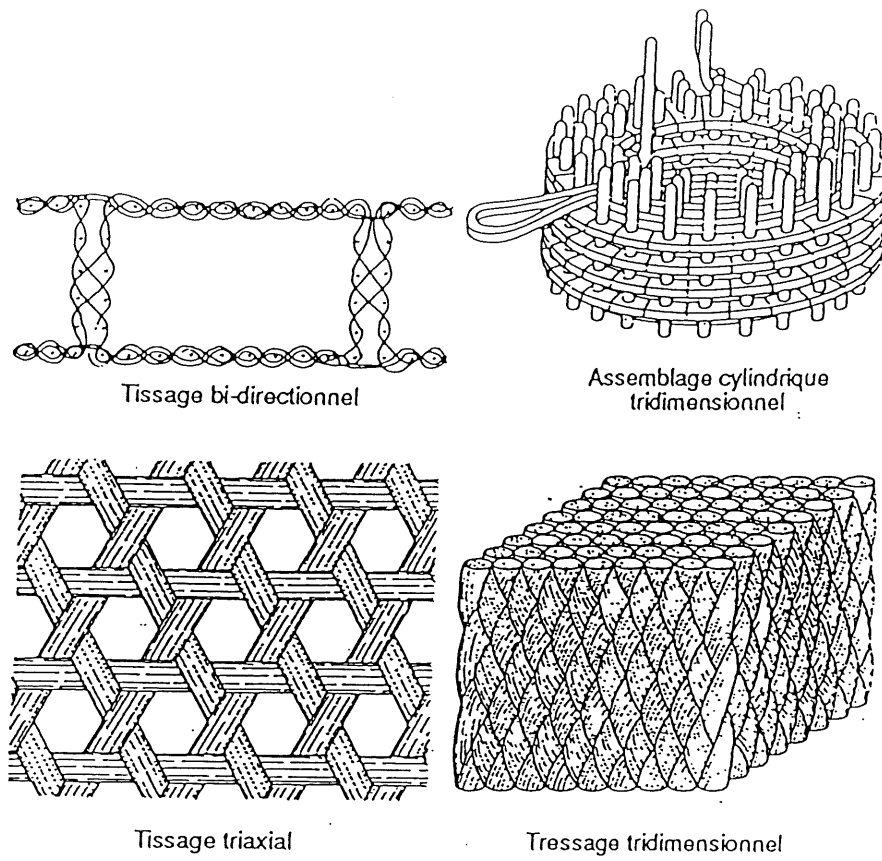


Figure 2.8 : Tissage bidimensionnel et tridimensionnel (REYNES, 1990)

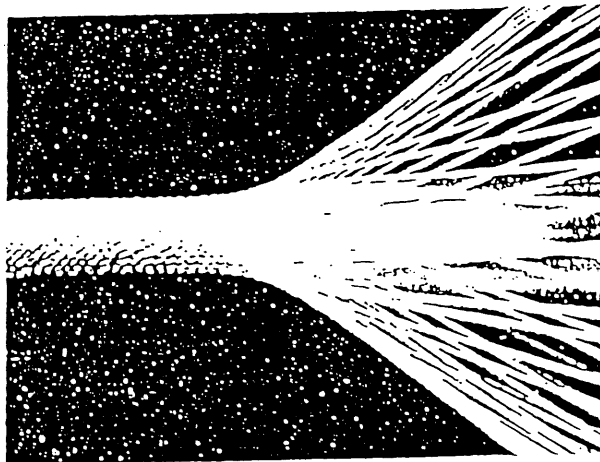


Figure 2.9 : Tressage (REYNES, 1990)

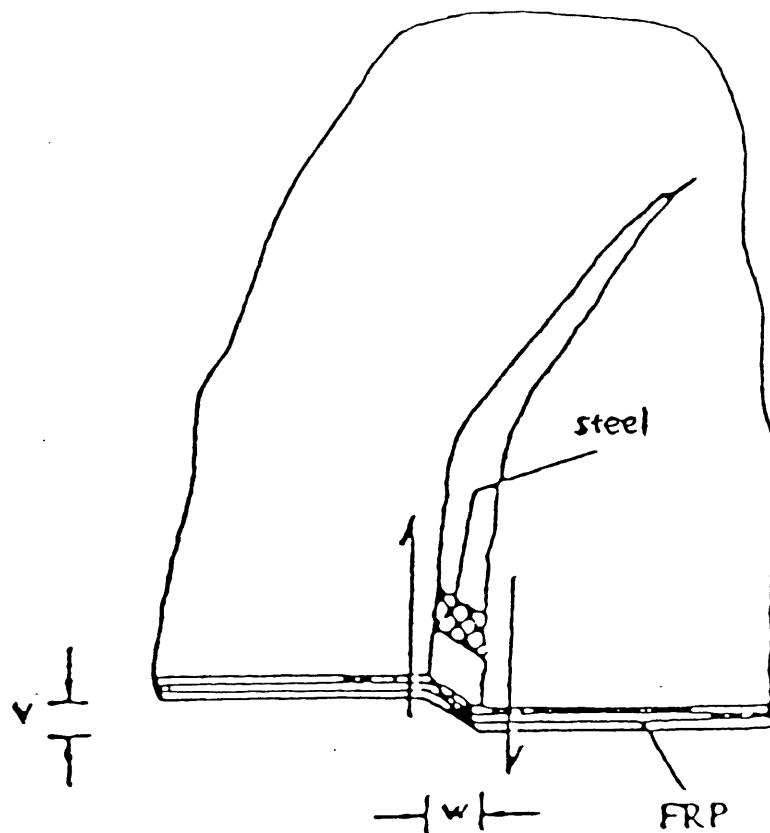
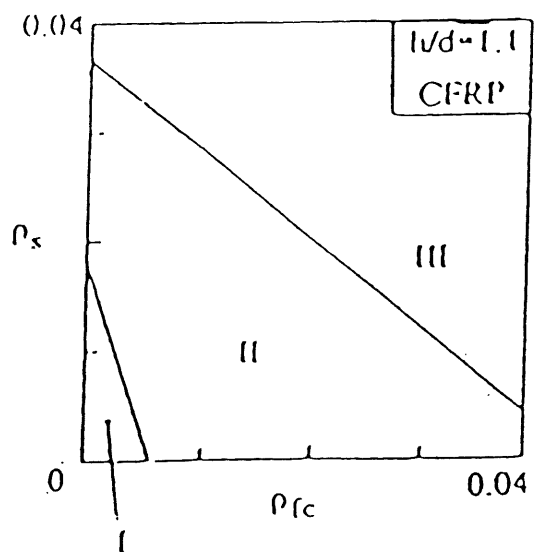
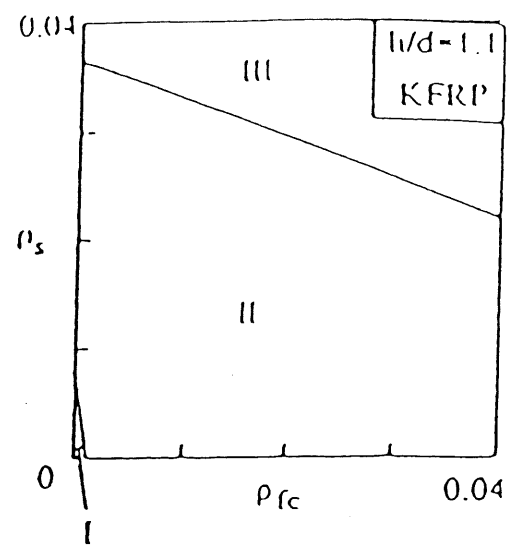


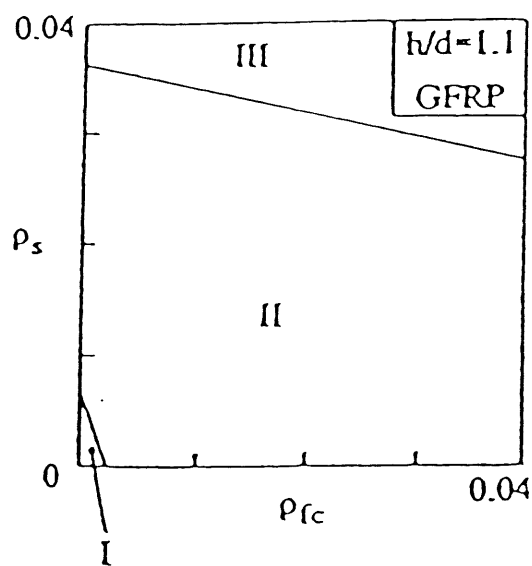
Figure 2.10 : Décollement de la plaque suite au phénomène de *peeling-off*
(TRANTAFILLOU et PLEVRIS, 1992)



(a)



(b)



(c)

- I steel yield-FRP fracture
- II steel yield-concrete crushing
- III compression failure

Figure 2.11 : Diagrammes des modes de rupture pour différents PRF
(TRINTAFILLOU et PLEVRIS, 1992)

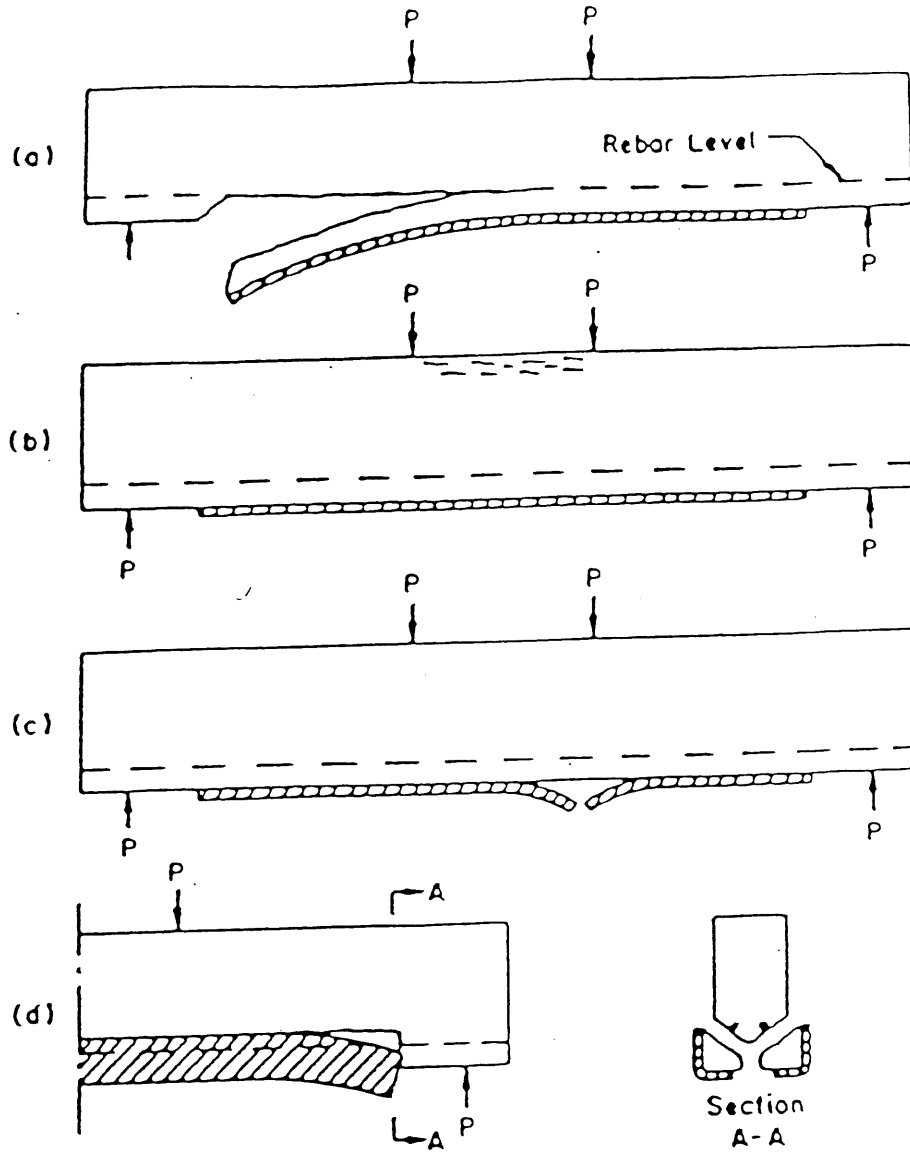


Figure 2.12 : Modes de rupture des poutres testées par RITCHIE et coll. (1991)

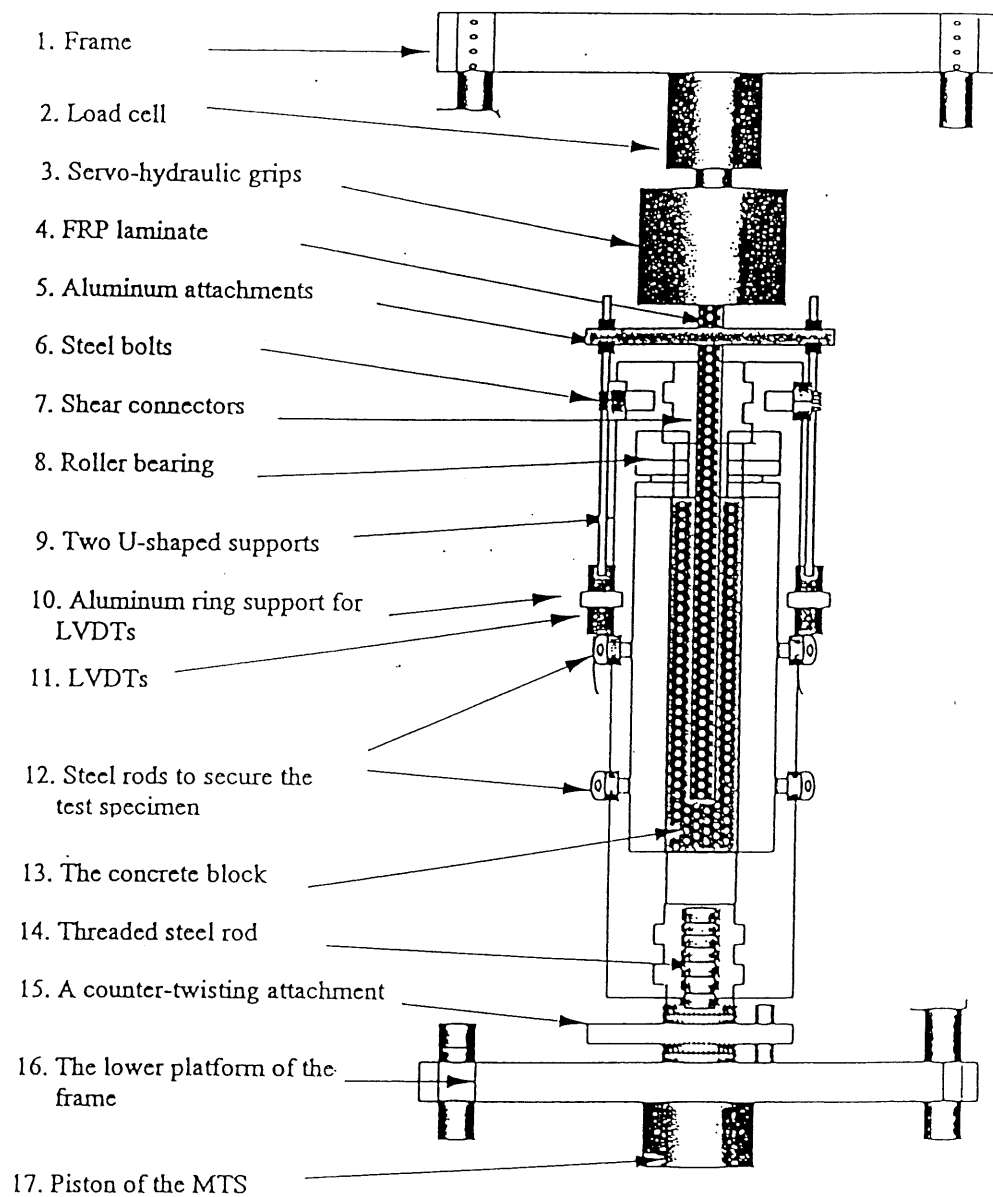


Figure 2.13 : Montage d'essais réalisés par BIZINDAVYI et NEALE (1999)

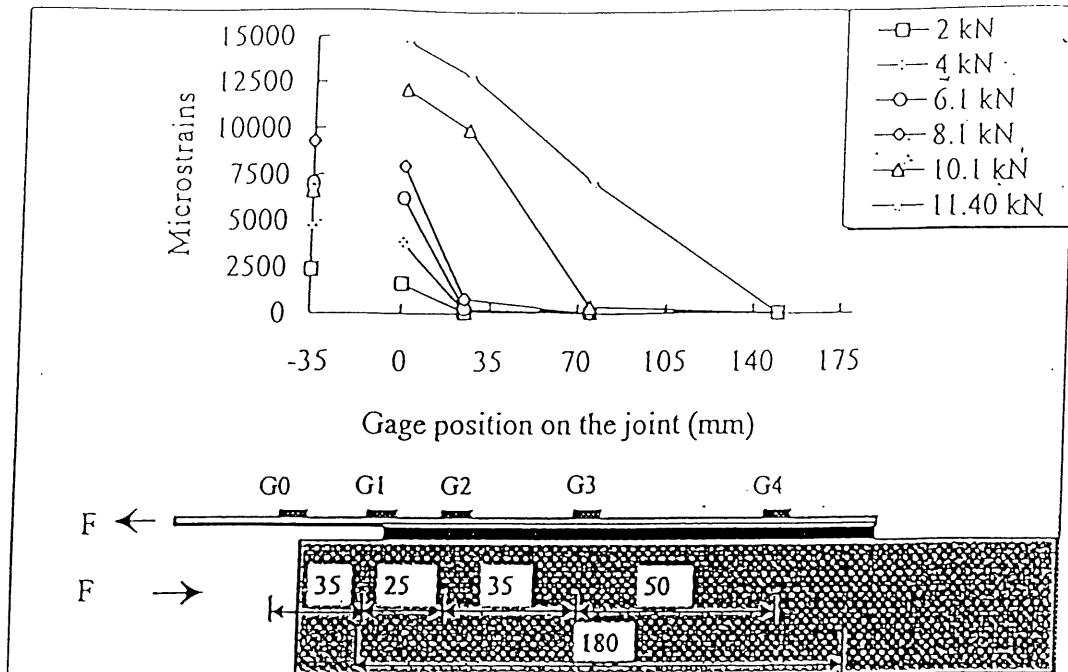


Figure 2.14 : Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de verre à 1 pli (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

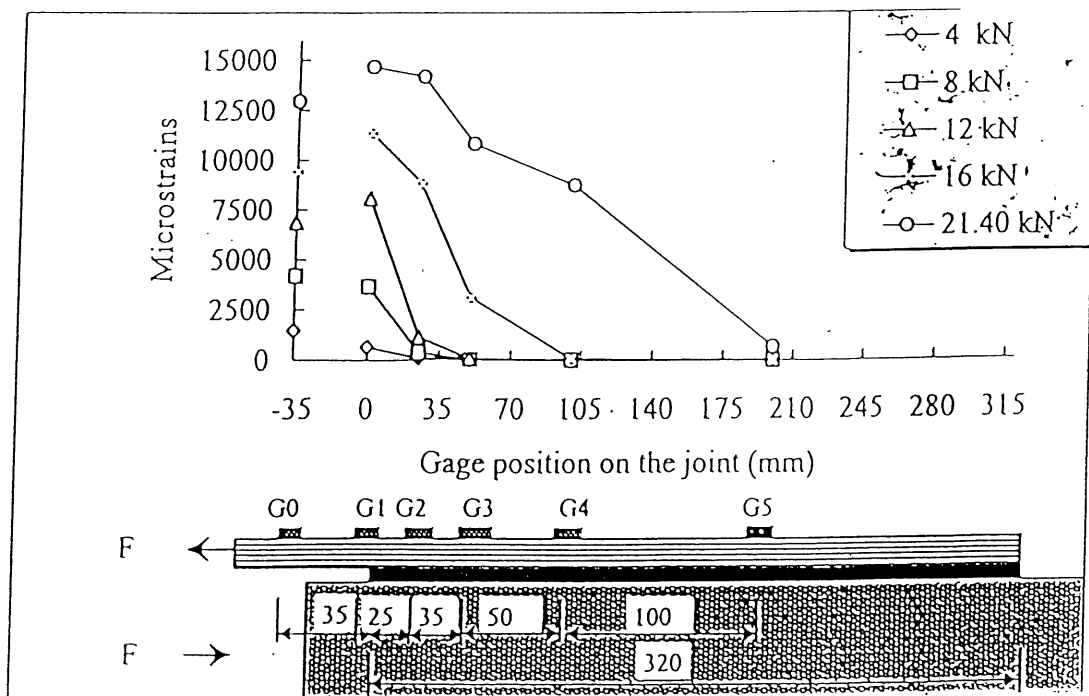


Figure 2.15 : Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de verre à 2 plis (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

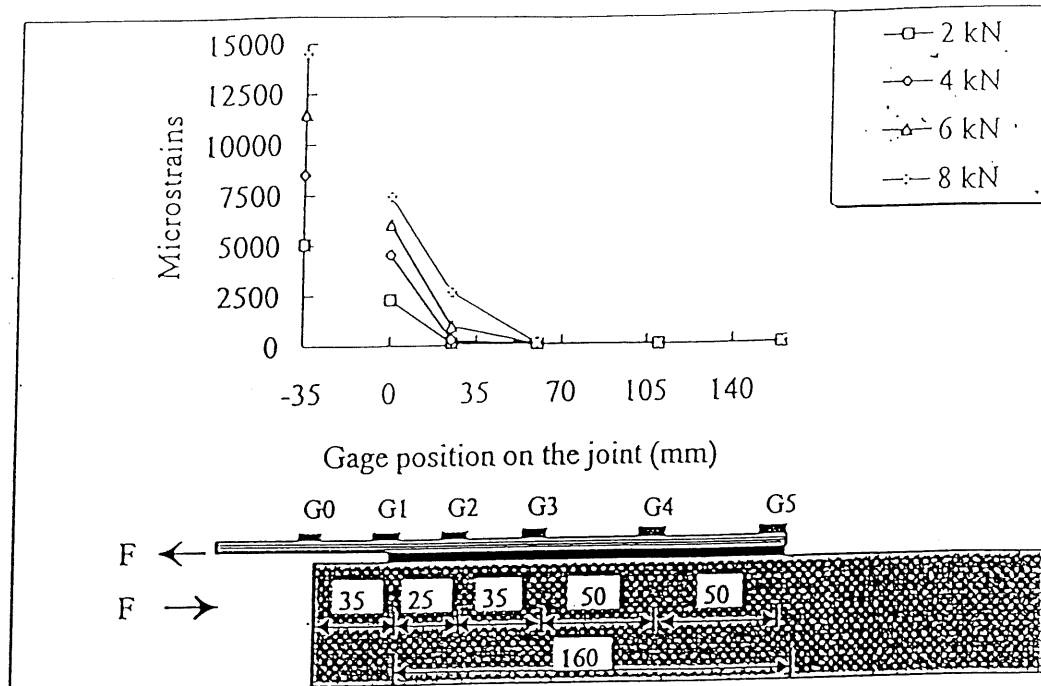


Figure 2.16 : Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de carbone à 1 pli (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

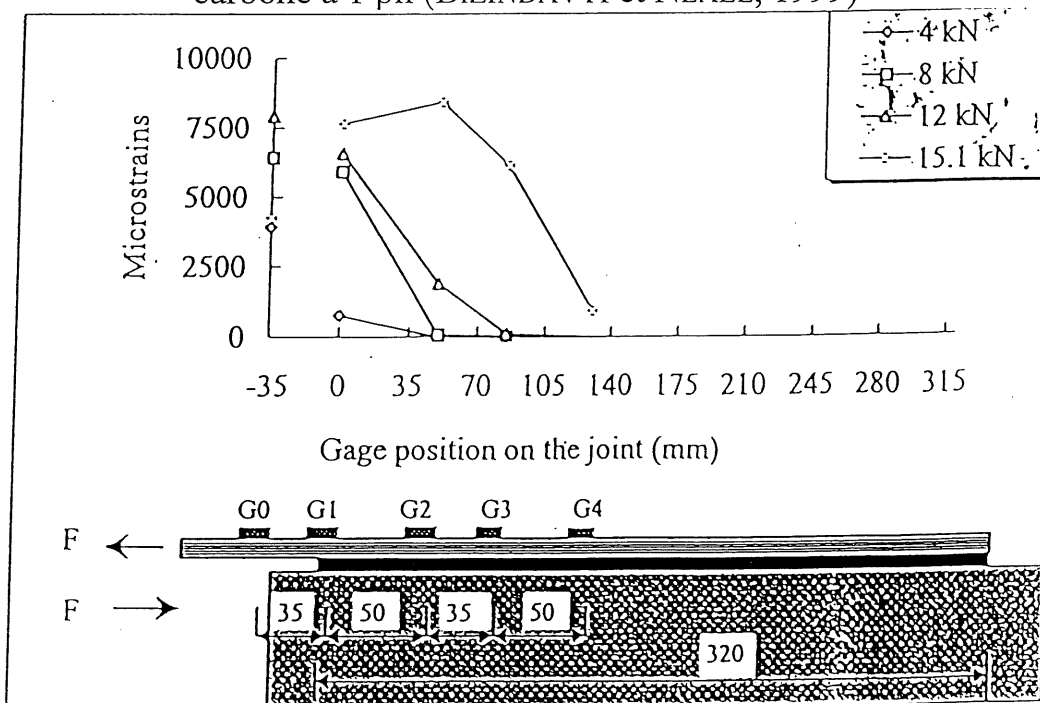


Figure 2.17 : Distribution des déformations le long de la plaque de fibres de carbone à 2 plis (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

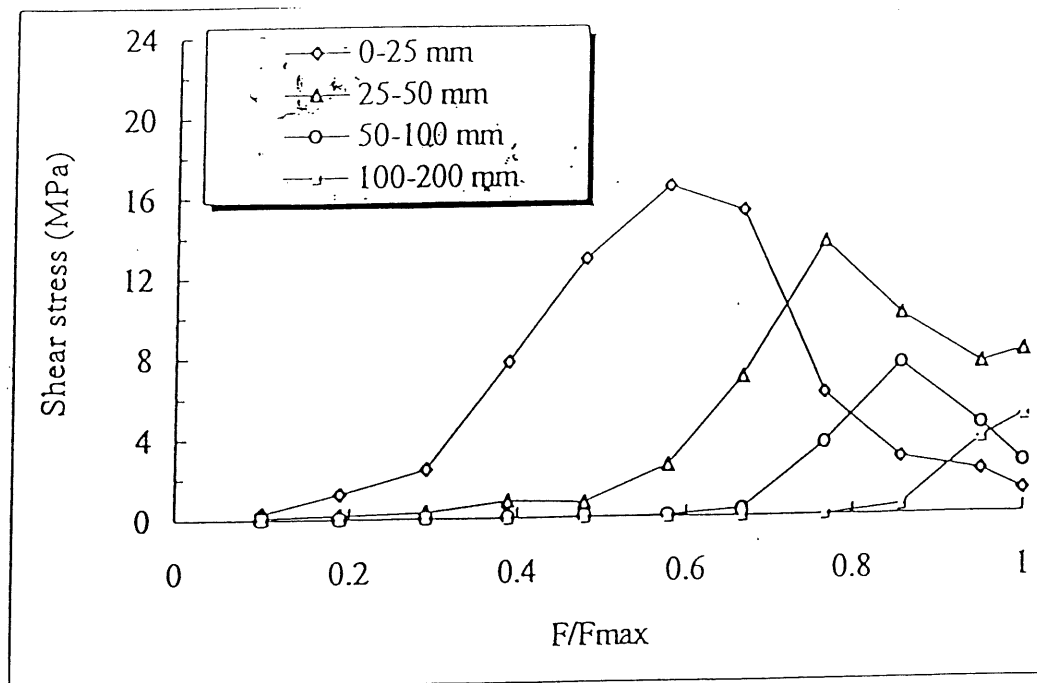


Figure 2.18 : Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de verre à 1 pli (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

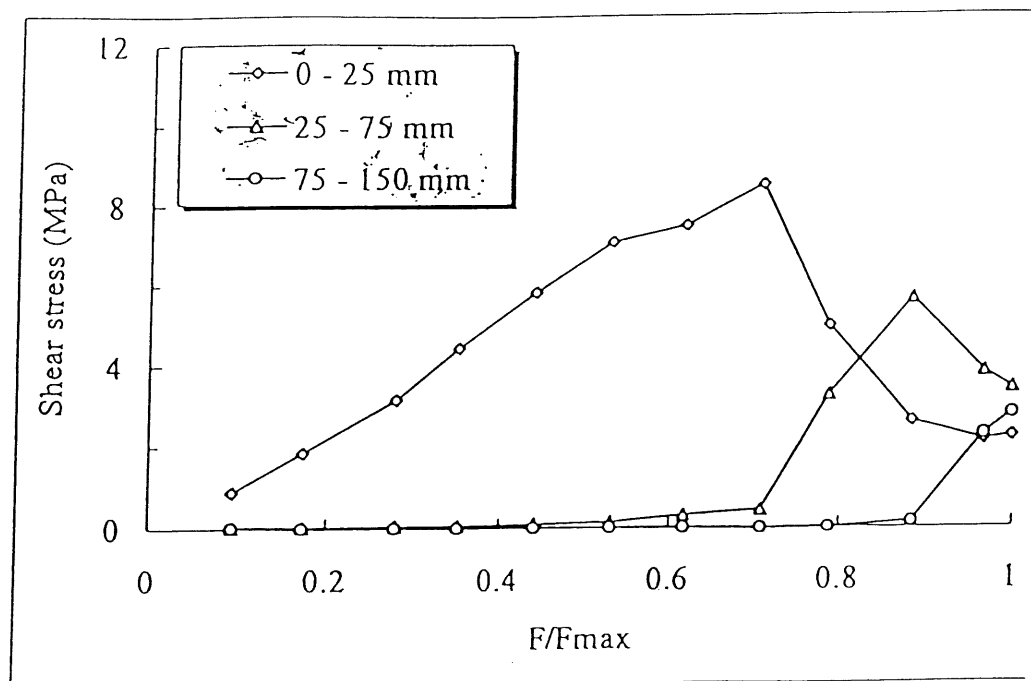


Figure 2.19 : Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de verre à 2 plis (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

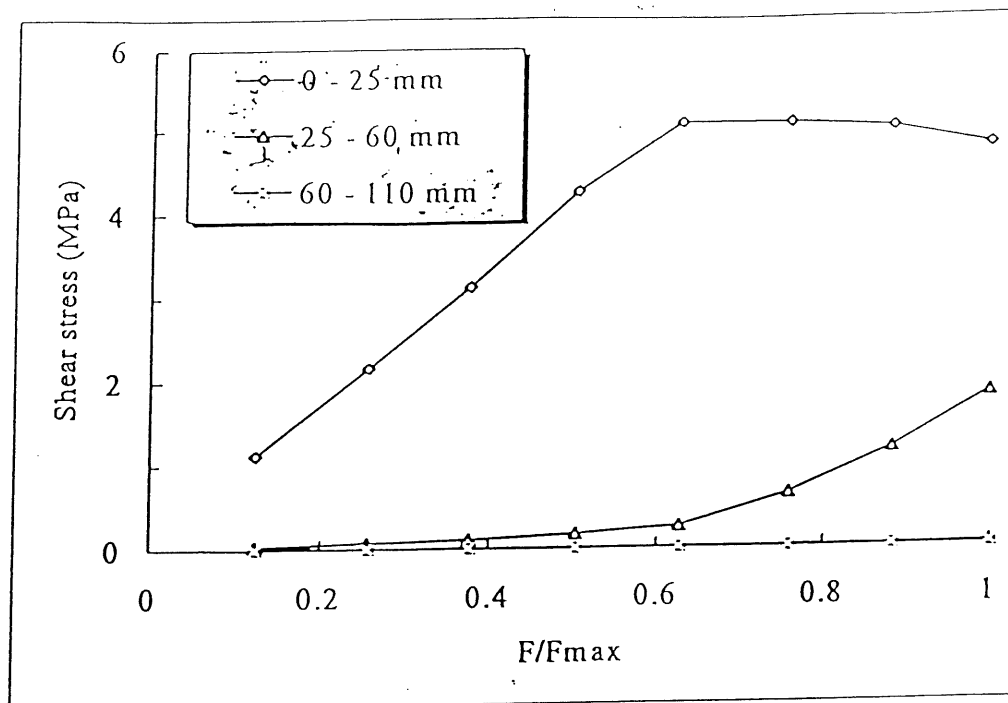


Figure 2.20 : Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de carbone à 1 pli (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

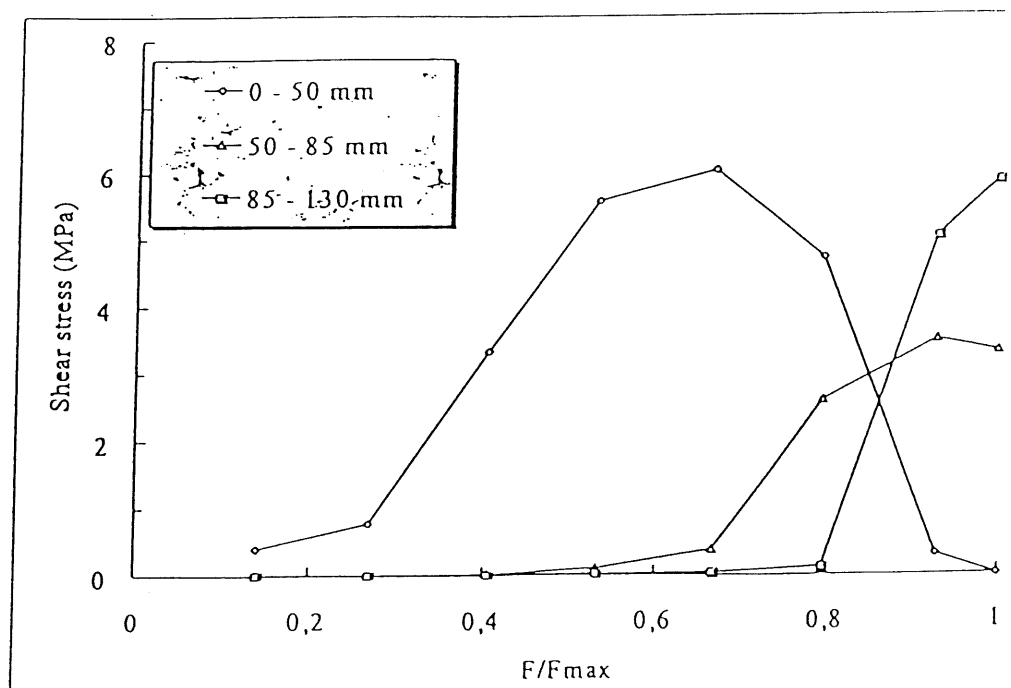


Figure 2.21 : Distribution des contraintes de cisaillement le long de la plaque de fibres de carbone à 2 plis (BIZINDAVYI et NEALE, 1999)

CHAPITRE 3

MODÈLES THÉORIQUES

3.1 Généralités

Dans ce chapitre, on présente les modèles théoriques qui vont servir à prédire le comportement en flexion d'une poutre en béton armé, renforcée par une plaque en PRF collée sur sa face en tension.

Le premier modèle permettra de calculer le moment ultime d'une poutre renforcée. Le second servira à prédire la relation entre la charge appliquée et la flèche maximale au centre des poutres. Ces deux modèles sont établis à partir des méthodes de calculs définis par la norme canadienne de béton armé. Le troisième, établi par MALEK et coll. (1998), permet de calculer les déformations dans les plaques en PRF dues à la concentration des contraintes de cisaillement dans l'interface béton-plaque.

Dans la dernière partie de ce chapitre, on procédera à une application numérique de ces modèles.

3.2 Résistance en flexion d'une poutre renforcée par une plaque en PRF

3.2.1 Hypothèses de calcul

À partir de la norme canadienne CSA-A23.3-94 pour les poutres en béton armé, une méthode pour le calcul de la résistance en flexion d'une poutre en béton armé renforcée par une plaque en PRF sera établie. Les hypothèses de calcul d'une poutre en béton armé classique seront utilisées: les déformations des différents matériaux sont petites et varient linéairement le long de la hauteur de la poutre, les sections droites restent planes après déformations, l'adhérence est parfaite entre le béton et les aciers d'armatures et la résistance en tension du béton est négligée. En plus de ces hypothèses, on doit tenir compte de l'apport de la plaque de renforcement. Ainsi, on suppose, en plus, une adhérence parfaite entre la poutre et la plaque en PRF et donc on néglige le glissement éventuel à l'interface poutre-plaque.

3.2.2 Calcul du moment résistant ultime de la poutre renforcée

La figure 3.1 illustre les paramètres géométriques de la poutre étudiée. La portée totale entre appuis de la poutre est L_p . Les deux charges sont appliquées symétriquement à une distance a des appuis. Elles sont elles-mêmes distantes de b . L est la longueur de la plaque de renforcement.

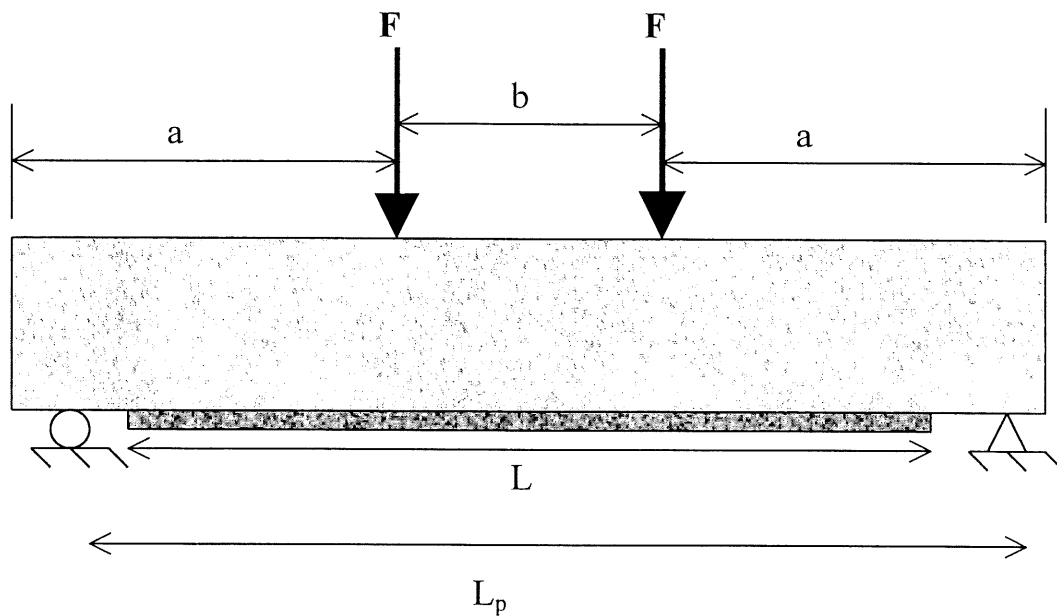


Figure 3.1 : Poutre renforcée par une plaque en PRF

La figure 3.2 illustre la distribution des déformations et des forces internes dans une section transversale de la poutre étudiée.

À priori, on ne peut prévoir le mode de rupture de la poutre. Comme c'est le mode de rupture le plus répandu, on suppose qu'on aurait une plastification des aciers d'armatures en tension, suivie d'une rupture du béton en compression. Le comportement non linéaire du béton sera idéalisé par un bloc rectangulaire équivalent. La compatibilité des déformations permet d'écrire les déformations dans l'acier en tension ϵ_s , dans l'acier en compression ϵ_s' et dans le PRF ϵ_p en fonction de la déformation du béton ϵ_c .

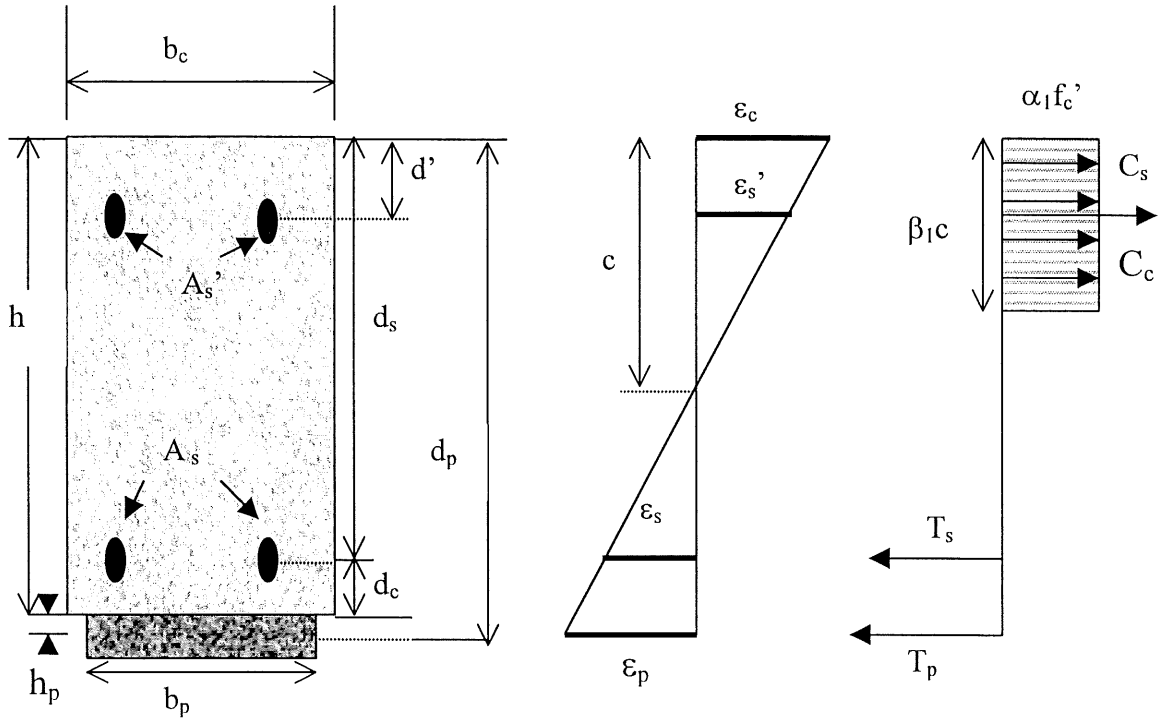


Figure 3.2 : Dimensions et distributions des déformations et des forces internes dans une section transversale de la poutre renforcée

Les coefficients α_1 et β_1 du bloc rectangulaire équivalent, qui idéalise le comportement non linéaire du béton, sont donnés par les formules suivantes (CSA-A23.3-94) :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 * f_c' \quad (3.1)$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 * f_c' \quad (3.2)$$

où f_c' est la résistance en compression du béton.

D'après la figure 3.2 on peut exprimer les déformations dans l'acier en tension (ε_s), dans l'acier en compression (ε_s') et dans le PRF (ε_p) en fonction de la déformation du béton (ε_c) par les formules suivantes :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d_s - c}{c} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_c \frac{c - d'}{c} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c \frac{d_p - c}{c} \quad (3.5)$$

où :

c est la distance entre la fibre extrême du béton en compression et l'axe neutre ;

d_s est la profondeur des aciers en tension qui est égale à la distance entre la face supérieure de la poutre et le centre de gravité des barres ;

d' est la position des armatures en compression par rapport à la face supérieure de la poutre ;

d_p est la profondeur de la plaque en PRF qui est égale à la distance entre la face supérieure de la poutre et le centre de gravité de la plaque.

Les forces internes agissant sur la section transversale s'écrivent :

$$C_s = A_s' E_s \varepsilon_s' \quad (3.6)$$

$$C_c = \alpha_1 f_c' \beta_1 c b_c \quad (3.7)$$

$$T_s = A_s E_s \varepsilon_s \quad (3.8)$$

$$T_p = A_p E_p \varepsilon_p \quad (3.9)$$

où :

C_s est la force résultante dans les armatures en compression

A_s' est la section des armatures d'acier en compression

E_s est le module d'élasticité de l'acier

C_c est la force résultante dans le béton en compression

b_c est la largeur de la poutre

T_s est la force résultante dans les armatures en tension

A_s est la section des armatures d'acier en tension

T_p est la force résultante dans la plaque en PRF

E_p est le module d'élasticité du PRF

A_p est la section de la plaque en PRF

L'équilibre des forces internes dans la section transversale se traduit par la relation suivante :

$$C_c + C_s = T_s + T_p \quad (3.10)$$

En remplaçant les équations (3.6), (3.7), (3.8) et (3.9) dans l'équation (3.10) on obtient :

$$\alpha_1 f_c' \beta_1 c b_c + A_s' E_s \varepsilon_s' = A_s E_s \varepsilon_s + A_p E_p \varepsilon_p \quad (3.11)$$

Dans le cas des poutres considérées dans le programme expérimental, une rupture par plastification des aciers d'armatures en tension, suivie d'une rupture du béton en compression, est le mode de rupture envisagé.

On suppose donc que les armatures en tension ont atteint la limite élastique de l'acier, T_s s'écrit :

$$T_s = A_s f_y \quad (3.12)$$

où f_y est la limite élastique de l'acier.

En remplaçant les équations (3.3), (3.4), (3.5) et (3.12) dans l'équation (3.11) on obtient :

$$\alpha_1 f_c' \beta_1 c b_c + A_s' E_s \varepsilon_c \frac{c - d'}{c} = A_s f_y + A_p E_p \varepsilon_c \frac{d_p - c}{c} \quad (3.13)$$

En regroupant les termes en c dans (3.13) on obtient l'équation de second degré en c suivante :

$$\beta_1 b_c \alpha_1 f_c' c^2 + [A_p E_p \varepsilon_c - A_s f_y + A_s' E_s \varepsilon_c] c - [A_p E_p d_p + A_s' E_s d'] \varepsilon_c = 0 \quad (3.14)$$

La résolution de l'équation (3.14) déterminera la position c de l'axe neutre. Posons alors :

$$\begin{aligned} A &= \beta_1 b_c \alpha_1 f_c' \\ B &= [A_p E_p \varepsilon_c - A_s f_y + A_s' E_s \varepsilon_c] \\ D &= -[A_p E_p d_p + A_s' E_s d'] \varepsilon_c \end{aligned}$$

La solution de l'équation (3.14) serait alors :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} \quad (3.15)$$

Avant de calculer le moment ultime il faut d'abord vérifier les hypothèses de calcul : plastification des armatures en tension et rupture par compression du béton. Il faut donc calculer, à l'aide de l'équation (3.3) la déformation dans l'acier en tension avec une déformation ultime du béton. Cette valeur sera comparée à la déformation ultime élastique de l'acier.

Si les hypothèses sont vérifiées, on peut alors calculer le moment ultime en écrivant l'équation d'équilibre des moments des forces internes autour de l'axe de la poutre renforcée :

$$M_r = C_c \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C_s (c - d') + T_s (d_s - c) + T_p (d_p - c) \quad (3.16)$$

En substituant (3.6), (3.7), (3.9) et (3.12) dans (3.16) on obtient le moment résistant M_r :

$$M_r = \left(\beta_1 c b_c \alpha_1 f'_c \right) \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A_s f_y (d_s - c) + A'_s E_s \varepsilon_c \frac{(c - d')^2}{c} + A_p E_p \varepsilon_c \frac{(d_p - c)^2}{c} \quad (3.17)$$

3.3 Calcul de la flèche maximale de la poutre renforcée

3.3.1 Hypothèses de calcul

Dans cette section, on détermine la flèche maximale produite au centre d'une poutre en béton armé, renforcée par une plaque en PRF. Le calcul de cette déflexion maximale est basé sur la méthode proposée par la norme canadienne CSA-A23.3-94 pour une poutre classique en béton armé. Cette méthode n'est valable que pour le cas des charges de service et ne tient pas compte des grandes rotations engendrées par la plastification de l'acier des armatures en tension.

Cette méthode sera adaptée pour tenir compte de la plaque de renforcement en PRF. Ainsi, la plaque en PRF sera considérée comme une barre d'armature. Ceci suppose donc un glissement relatif nul entre la poutre et la plaque.

Par ailleurs, on ne tiendra pas compte des armatures de compression dans le calcul de la flèche maximale, étant donné que leur apport est négligeable dans ce calcul.

3.3.2 Calcul de la déflexion maximale à la rupture

On calcule tout d'abord le moment d'inertie brut, I_g de la section :

$$I_g = \frac{b_c h_c^3}{12} \quad (3.18)$$

Ensuite, on calcule I_{cr} appelé moment d'inertie de la section fissurée. I_{cr} est calculé en transformant les sections des armatures d'acier et de la plaque en PRF en sections équivalentes de béton. Pour cela, on doit calculer le facteur de conversion de l'acier en béton, m_s , et le facteur de conversion du PRF en béton m_p . Les expressions de ces deux facteurs sont les suivantes :

$$m_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.19)$$

$$m_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (3.20)$$

où E_c est le module élastique du béton. Pour un béton normal on a :

$$E_c = 4500\sqrt{f'_c} \quad (3.21)$$

La figure 3.3 illustre cette conversion en sections équivalentes en béton :

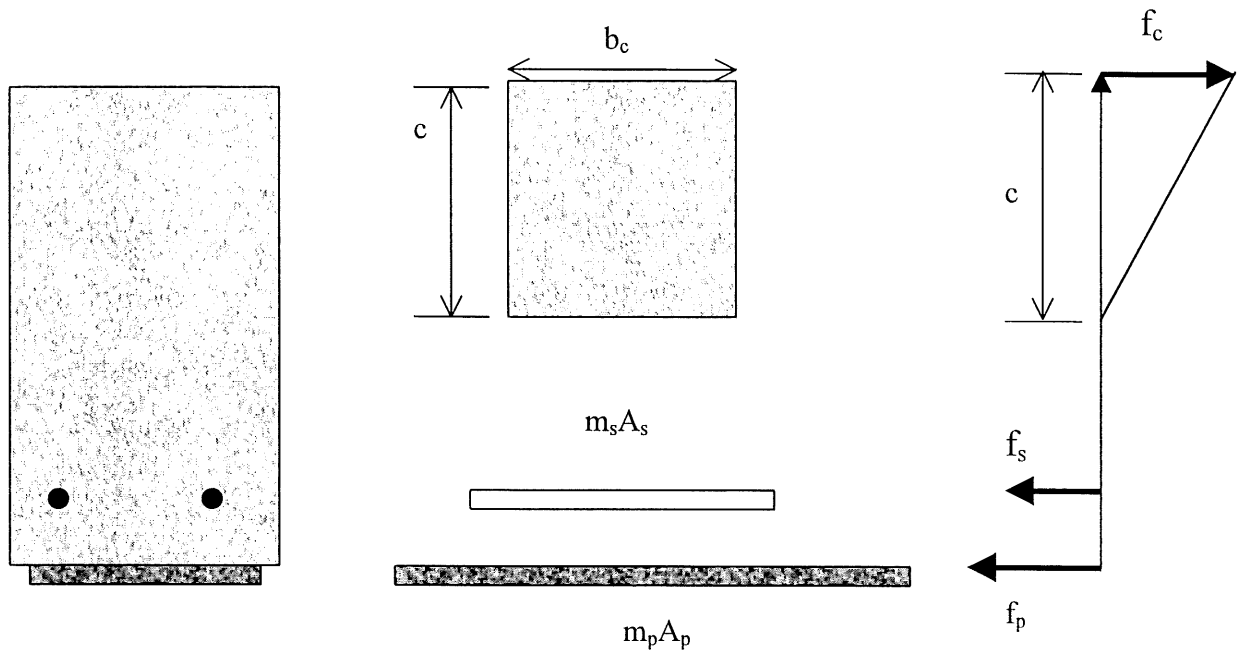


Figure 3.3 : Sections d'acier et du PRF transformées en sections équivalentes de béton

Puisque on est encore dans la phase élastique, la distribution des contraintes dans le béton est triangulaire et l'équilibre des forces internes de la section équivalente se traduit par :

$$0,5 f_c A_c = A_s f_s + A_p f_p \quad (3.22)$$

où :

$$A_c = b_c c$$

$$f_c = E_c \varepsilon_c$$

$$f_s = m_s E_c \varepsilon_s$$

$$f_p = m_p E_c \varepsilon_p$$

En remplaçant les équations (3.3) et (3.5) dans l'équation (3.22) on obtient l'équation de second degré en c suivante :

$$0,5b_c c^2 + (A_s m_s + A_p m_p) c - (A_s m_s d_s + A_p m_p d_p) = 0 \quad (3.23)$$

En posant :

$$A = 0,5b_c$$

$$B = (A_s m_s + A_p m_p)$$

$$D = -(A_s m_s d_s + A_p m_p d_p)$$

On a la solution suivante donnant la position c de l'axe neutre :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} \quad (3.24)$$

On peut maintenant calculer le moment d'inertie de la section fissurée, connaissant la position c de l'axe neutre. Il est donné par l'expression suivante :

$$I_{cr} = \frac{b_c c^3}{3} + m_s A_s (d_s - c)^2 + m_p A_p (d_p - c)^2 \quad (3.25)$$

Finalement, il faut calculer le moment d'inertie effectif I_e donné par l'expression suivante :

$$I_e = I_{cr} + \left(I_g - I_{cr} \right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g \quad (3.26)$$

où :

$M_{cr} = \frac{0,6\lambda\sqrt{f'_c} I_g}{y_t}$ est le moment de fissuration d'une poutre de section rectangulaire et

$$y_t = \frac{h_c}{2}$$

M_a est le moment maximal dû aux charges appliquées.

Pour la poutre étudiée, illustrée à la figure 3.1, le calcul de la résistance des matériaux nous donne l'expression de la flèche maximale au centre de la poutre pour une charge F :

$$\Delta_p = \frac{Fa}{24E_c I_e} (3L^2 - 4a^2) \quad (3.27)$$

Où Δ_p est la flèche maximale au centre de la poutre soumise à deux charges concentrées. La charge F est la moitié de la charge totale appliquée symétriquement à la poutre comme le montre la figure 3.1. La flèche due au cisaillement est négligeable.

3.3.3 Relation charge-flèche

Comme mentionné au paragraphe 3.1.1, la méthode précédente n'est pas valable si l'acier atteint la plastification. Toutefois on doit tenir compte de cette plastification pour tracer la courbe charge-flèche des poutres renforcées tout au long des essais et jusqu'à la rupture.

Pour cela, la position c de l'axe neutre doit être définie à différents niveaux de chargement au cours des essais. Un calcul itératif est nécessaire pour trouver la bonne valeur de c qui vérifie à la fois l'équation d'équilibre et la compatibilité des déformations. Cette opération se répète pour chaque nouvelle valeur de la charge. Le logiciel MNPHI permet de trouver les différentes positions c de l'axe neutre en fonction des charges appliquées. Ensuite on utilise les formules présentées au paragraphe précédent pour calculer et tracer la courbe charge-flèche.

3.4 Contraintes de cisaillement et déformations le long des plaques en PRF

MALEK et coll. (1998) ont développé un modèle théorique pour calculer la contrainte de cisaillement dans les plaques en PRF, servant de renforcement en tension aux poutres de béton armé.

Les auteurs supposent un comportement linéaire élastique pour le béton, l'acier et le PRF. Ils supposent aussi qu'il n'y a pas de glissement entre la plaque en PRF et le béton.

La contrainte de cisaillement peut être calculée en considérant l'équilibre d'un élément infinitésimal de la plaque montré à la figure 3.4 :

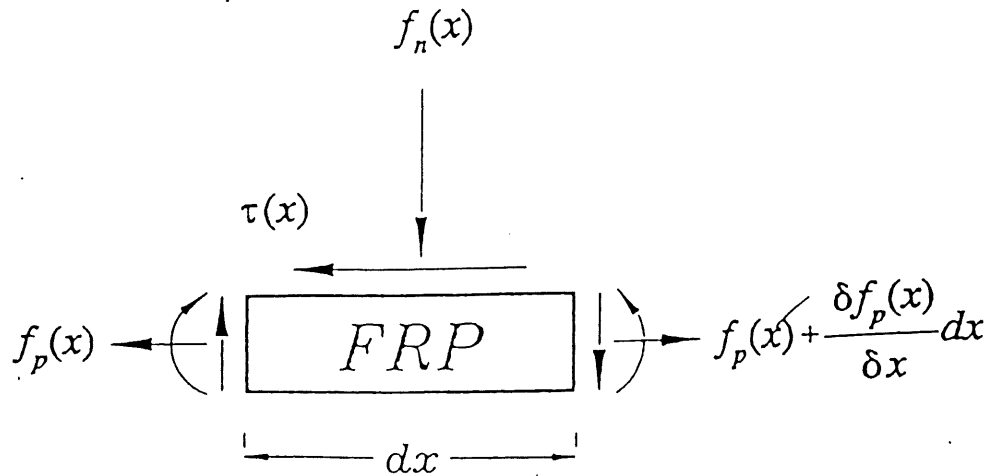


Figure 3.4 : Contraintes agissant sur un élément infinitésimal de la plaque en PRF

Dans cette figure $\tau(x)$ et $f_n(x)$ sont la contrainte de cisaillement et la contrainte normale dans la plaque, respectivement. Puisqu'on analyse le cisaillement, on ne s'intéressera qu'à l'étude de la première. La contrainte $\tau(x)$ peut alors s'écrire comme suit :

$$\tau(x) = \frac{df_p(x)}{dx} t_p \quad (3.28)$$

f_p étant la contrainte de traction dans la plaque et t_p l'épaisseur de la plaque.

Pour un comportement linéaire élastique l'équation (3.28) peut aussi s'écrire :

$$\frac{df_p(x)}{dx} = \frac{G_a}{t_p} \left(\frac{du}{dy} + \frac{dv}{dx} \right) \quad (3.29)$$

où u et v sont les déplacements horizontal et vertical dans la couche de colle, respectivement ; G_a est le module de cisaillement dans la colle ; x et y sont les coordonnées de l'élément.

Par ailleurs, on a :

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{E_c I_{cr}} \quad \text{et} \quad \frac{d^2u}{dx dy} = \frac{1}{t_a} (\varepsilon_p - \varepsilon_c) \quad (3.30)$$

où :

M est le moment de flexion

E_c est le module élastique du béton

I_{cr} est le moment d'inertie de la section fissurée

ε_c est la déformation dans la partie supérieure de la couche de colle qui est égale à celle du béton dans cette région

ε_p est la déformation dans la partie inférieure de la couche de colle qui est égale à celle de la plaque dans cette région

t_a est l'épaisseur de la couche de colle

On peut alors écrire l'équation (3.29) comme suit :

$$\frac{d^2 f_p(x)}{dx^2} = \frac{G_a}{t_p} \left(\frac{\varepsilon_p}{t_a} - \frac{\varepsilon_c}{t_a} + \frac{M}{E_c I_{cr}} \right) \quad (3.31)$$

Le troisième terme de l'équation (3.30) est négligeable par rapport aux deux premiers.

Sachant que :

$$\varepsilon_p = \frac{f_p(x)}{E_p} \quad \text{et} \quad \varepsilon_c = \frac{f_c(x)}{E_c}$$

où E_p est le module élastique du PRF, l'équation différentielle pour la contrainte de traction dans la plaque s'écrit alors comme suit :

$$\frac{d^2 f_p(x)}{dx^2} - \frac{G_a}{t_a t_p} \frac{f_p(x)}{E_p} = - \frac{f_t(x) G_a}{t_a t_p E_c} \quad (3.32)$$

où f_t est la contrainte de traction dans la face en tension du béton.

La solution de cette équation s'écrit comme suit :

$$f_p(x) = C_1 \sinh(\sqrt{A}x) + C_2 \cosh(\sqrt{A}x) + b_1 x^2 + b_2 x + b_3 \quad (3.33)$$

où :

$$A = \frac{G_a}{t_a t_p E_p}$$

$$b_1 = \frac{(dp - c) a_1 E_p}{I_{cr} E_c}$$

$$b_2 = \frac{(dp-c)E_p}{IcrE_c}(2a_1 + a_2)$$

$$b_3 = E_p \left(\frac{(dp-c)}{IcrE_c} (a_1 L_0^2 + a_2 L_0 + a_3) + 2b_1 \frac{t_a t_p}{G_a} \right)$$

où C_1 et C_2 sont des constantes d'intégration définies par les conditions aux limites et a_1 , a_2 et a_3 sont les constantes qui définissent le moment de flexion dans la poutre telles que :

$$M(x_0) = a_1 x_0^2 + a_2 x_0 + a_3$$

Dans le développement des équations on considère l'origine des x à l'une des extrémités de la plaque et l'origine des x_0 à l'appui le plus proche. La distance qui sépare les origines est le terme L_0 qui apparaît dans b_2 et b_3 .

À $x = 0$, c'est-à-dire l'extrémité de la plaque, la contrainte de traction f_p dans la plaque est nulle. À une distance L_s de l'origine $x = 0$ la contrainte de cisaillement $\tau(x)$ est aussi nulle. Ces deux conditions aux limites nous permettent de trouver C_1 et C_2 . Après simplification on a :

$$C_1 = -b_3 \quad \text{et} \quad C_2 = b_3$$

Ceci nous permet d'écrire $\tau(x)$:

$$\tau(x) = t_p \left(b_3 \sqrt{A} \cosh(\sqrt{A}x) - b_3 \sqrt{A} \sinh(\sqrt{A}x) + 2b_1 x + b_2 \right) \quad (3.33)$$

Par intégration on peut écrire f_p comme suit :

$$f_p(x) = b_3 \left(\sinh(\sqrt{A}x) - \cosh(\sqrt{A}x) + 1 \right) + b_1 x^2 + b_2 x \quad (3.34)$$

La loi de Hooke nous permet de déduire la déformation dans la plaque :

$$\varepsilon_p = \frac{b_3 \left(\sinh(\sqrt{A}x) - \cosh(\sqrt{A}x) + 1 \right) + b_1 x^2 + b_2 x}{E_p} \quad (3.35)$$

3.5 Applications numériques

3.5.1 Moment fléchissant théorique à la rupture

Dans cette section, on compare les résultats donnés par le modèle proposé précédemment avec les résultats donnés par d'autres modèles. Ces modèles, recueillis dans la littérature, ont été validés par des essais expérimentaux.

Deux méthodes différentes ont été utilisées par M'BAZAA (1995) et MISSIHOUN (1995) pour calculer le moment fléchissant théorique à la rupture. Les tableaux 3.1 et 3.2 donnent les dimensions et les caractéristiques mécaniques des matériaux de la poutre de référence, renforcée par une plaque en PRF, qui a servi à calculer le moment avec ces deux méthodes. On calcule le moment, pour cette même poutre, avec le modèle proposé au paragraphe 3.2.2. Rappelons que notre modèle est basé sur la norme canadienne de béton armé, pour une poutre classique, CSA-A23.3-94. Le modèle utilisé par M'BAZAA est basé sur la relation moment-courbure elle-même basée sur la compatibilité entre les contraintes et les déformations. Le modèle utilisé par MISSIHOUN est basé lui aussi sur la relation moment-courbure mais utilisant la technique de l'incrémentation de la déformation du béton à la fibre extrême en compression.

La poutre de référence ne contient pas d'armatures de compression. Dans notre modèle nous éliminons le terme correspondant et nous effectuons les calculs avec les données des tableaux 3.1 et 3.2. La déformation ultime du béton est prise égale à 0,0035 dans les trois modèles.

TABLEAU 3.1 : DIMENSIONS DE LA POUTRE DE RÉFÉRENCE

Poutre	Armatures	Plaque
$L_p = 3000 \text{ mm}$	$A_s = 200 \text{ mm}^2$	$L = 2900 \text{ mm}$
$h = 300 \text{ mm}$	$d_s = 245 \text{ mm}$	$h_p = 0,9 \text{ mm}$
$b_c = 200 \text{ mm}$		$b_p = 167 \text{ mm}$

TABLEAU 3.2 : CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX DE LA POUTRE DE RÉFÉRENCE

Béton	Acier	PRF
$f_c' = 45 \text{ MPa}$	$f_y = 440 \text{ MPa}$	$E_p = 82 \text{ GPa}$
$E_c = 30.2 \text{ GPa}$	$E_s = 200 \text{ MPa}$	$\epsilon_{ult} = 1,68 \%$
$\epsilon_{cu} = 0.0035$	$\epsilon_y = 0.0023$	

Le tableau 3.3 donne les moments fléchissant théoriques à la rupture, calculés avec les trois modèles :

TABLEAU 3.3 : MOMENTS FLÉCHISSANTS THÉORIQUES DONNÉS PAR LES TROIS MODÈLES

Modèles	Moment fléchissant à la rupture (kN.m)
Basé sur CSA-A23.3-94	77.5
M'BAZAA	72.3
MISSIHOUN	77.0

Les résultats calculés par les trois modèles, donnés au tableau 3.3, sont plus ou moins similaires.

3.5.2 Relation charge-flèche

Comme mentionné dans le paragraphe 3.3, on veut tracer la courbe charge-flèche des poutres renforcées. Pour cela on doit déterminer la position c de l'axe neutre à différents niveaux de chargement. Un calcul itératif est nécessaire pour trouver la bonne valeur de c qui vérifie à la fois l'équation d'équilibre et la compatibilité des déformations. Cette opération se répète pour chaque nouvelle valeur de charge.

Ce calcul itératif est effectué par le logiciel de calcul MNPHI. Ce logiciel permet de faire le calcul des éléments en béton armé et peut aussi calculer une poutre renforcée par des plaques en PRF. Comme son nom l'indique, ce logiciel donne le moment résistant M , l'effort normal N et la courbure Φ d'une section donnée.

À l'aide de ce logiciel on obtient aussi différentes valeurs de la position c de l'axe neutre à différents niveaux de charge. Avec ces valeurs de c on peut calculer le moment d'inertie de la section fissurée I_{cr} par l'équation (3.25), ensuite le moment effectif I_e par l'équation (3.26), et enfin la flèche de la poutre par l'équation (3.27). Ceci se répète pour chaque charge jusqu'à la charge de rupture théorique.

3.5.3 Flèche maximale théorique à la rupture

Le modèle exposé au paragraphe 3.3 est basé sur la norme CSA-A23.3-94. Il existe un autre modèle appelé méthode des moments d'aire. Ce modèle a été utilisé par GEYMAYER (1968) pour analyser les poutres en béton armé renforcées par des plaques en acier. Ce modèle a été repris par M'BAZAA pour calculer la flèche maximale à la rupture finale de la poutre de référence. Les caractéristiques de cette poutre sont présentées aux tableaux 3.1 et 3.2. Avec cette méthode on trouve une flèche maximale de 54,4 mm alors qu'avec les résultats du logiciel MNPHI on trouve 51,97 mm.

3.5.4 Contraintes de cisaillement et déformations le long des plaques en PRF

Afin de valider leur modèle, MALEK et coll. (1998) ont comparé les courbes donnant la contrainte de cisaillement et la contrainte de traction dans la plaque aux résultats d'une analyse par éléments finis (figure 3.5) et à des résultats expérimentaux. Le logiciel ABAQUS a été utilisé pour l'analyse par éléments finis, avec trois éléments différents. Le programme expérimental comportait une poutre en béton armé de 4575 mm de longueur avec une section rectangulaire de 205 sur 455 mm, renforcée par une plaque en PRF, collée sur la face en tension entre nus d'appui, de 4265 mm de longueur.

Comme le montre la figure, le modèle théorique montre une très bonne avec les résultats données par les trois cas de la méthode des éléments finis avec une faible déviation à l'extrémité de la plaque.

On peut aussi remarquer que la contrainte de cisaillement diminue rapidement quand on se déplace vers le centre de la plaque alors que la contrainte de traction augmente dans le même sens. La contrainte de cisaillement est maximale à l'extrémité de la plaque.

Pour notre étude, le modèle de MALEK et coll. (1998), présenté au paragraphe 3.4, nous servira pour prédire les déformations dans les plaques de renforcement au début du chargement. Les résultats théoriques seront ainsi comparés aux mesures expérimentales.

3.6 Conclusion

On a présenté dans ce chapitre les modèles théoriques permettant de calculer le moment fléchissant ultime, la relation charge-flèche et un modèle théorique permettant de prédire les contraintes et les déformations de cisaillement le long de la plaque de renforcement.

On a ensuite considéré une poutre de référence avec laquelle on a calculé le moment fléchissant et la flèche maximale théorique à la rupture. Les applications numériques ont montré que le modèle permettant de calculer le moment fléchissant ultime donne de bons

résultats par rapport à d'autres modèles. Par contre, le modèle donnant la flèche théorique, quoi que bon pour des valeurs intermédiaires, reste à améliorer dans la zone proche de la rupture finale où les matériaux constituant la poutre ne se comportent plus de façon élastique.

Le modèle donnant les déformations dans les plaques en PRF a été testé, et comparé avec une analyse par éléments finis, par ses auteurs de façon concluante.

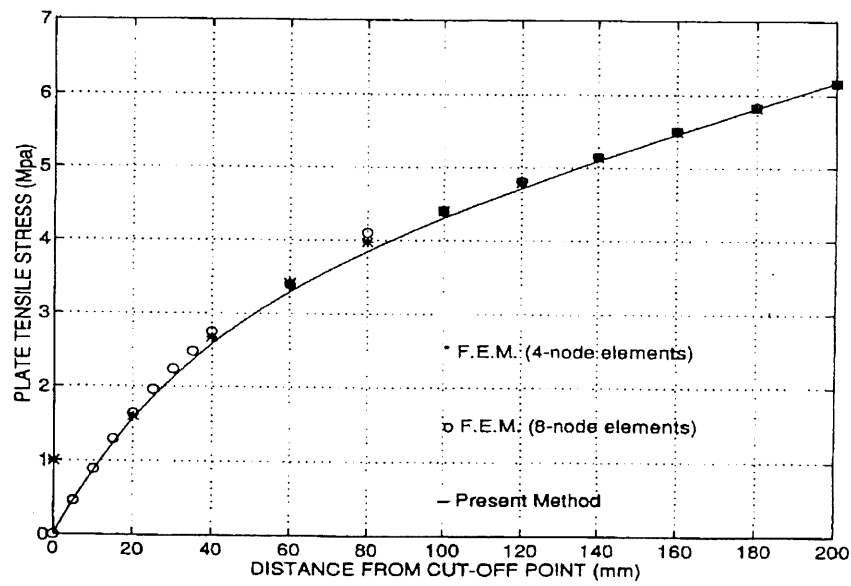
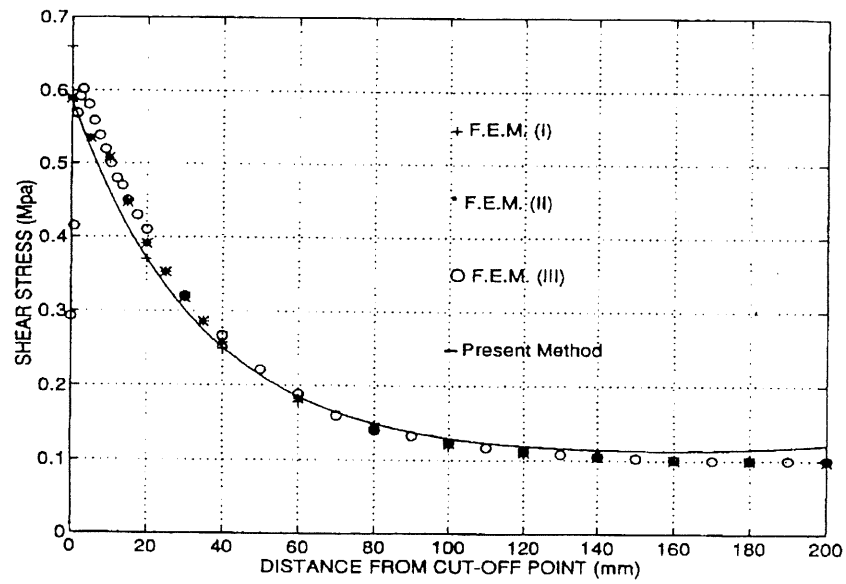


Figure 3.5 : Résultats des comparaisons effectuées par MALEK et coll. (1998)

CHAPITRE 4

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Généralités

Dans ce chapitre on présente les propriétés des différents matériaux utilisés. On présente aussi les configurations et les caractéristiques des poutres qui ont été testées. Ensuite, on exposera la méthode de collage des plaques de renforcement en FRP sur les poutres, ainsi que la description de l'instrumentation utilisée pendant les essais.

4.2 Buts de l'étude expérimentale

Cette étude expérimentale a pour but l'analyse des contraintes de cisaillement et du transfert de ces contraintes dans les plaques de renforcement en FRP collées sur des poutres en béton armé soumises à la flexion. Treize poutres vont être testées lors de ce programme expérimental. Ces poutres seront renforcées par des plaques de verre et de carbone avec différentes épaisseurs et longueurs. La flexion sera créée par deux charges concentrées à deux points symétriques par rapport au centre des poutres, de telle façon à produire une zone de moment fléchissant constant entre les deux charges. C'est l'essai de flexion à quatre points.

4.3 Propriétés des matériaux utilisés

4.3.1 Propriétés du béton

Un camion malaxeur a livré la seule gâchée qui a servi à fabriquer les treize poutres. Des cylindres de 200 mm de hauteur et 100 mm de diamètre ont été coulés en même temps que les poutres. Ensuite, les poutres et les cylindres ont subi un mûrissement pendant 28 jours dans un bassin rempli d'eau. Au bout des 28 jours, les poutres et les cylindres ont été remis à l'air libre. Le même jour, les cylindres ont subi des tests de compression uniaxiale, réalisés selon la norme canadienne CSA-A23.2-9C-94 (tableau 4.1). Ces essais ont permis de déterminer la résistance en compression du béton f'_c et le module d'élasticité E_c . Les valeurs de ces deux paramètres sont indiquées au tableau 4.2

TABLEAU 4.1 : RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LE BÉTON

	f'_c (MPa)
1 ^{er} cylindre	43,39
2 ^{ème} cylindre	43,64
3 ^{ème} cylindre	42,34
Moyenne	43,12

TABLEAU 4.2 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DU BÉTON

	Béton à 28 jours
f'_c (MPa)	43,12
E_c (GPa)	29,5

4.3.2 Propriétés de l'acier

L'acier avec lequel ont été fabriqués les armatures de tension, les armatures de compression et les étriers provenaient de deux lots différents ayant le même diamètre 6,32 mm. Trois échantillons de chaque lot ont été testés. Ces échantillons étaient des barres de 600 mm de longueur. Le tableau 4.3 présentent les moyennes des limites élastiques f_y et des contraintes à la rupture f_u de chacun des deux lots ainsi que les moyennes globales. Ce sont ces dernières valeurs que l'on utilisera par la suite.

TABLEAU 4.3 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE L'ACIER

	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Lot # 1	623	685
Lot # 2	613	671
Moyenne	618	678

4.3.3 Propriétés des PRF

Les plaques de renforcement en PRF sont de deux types, le premier fabriqué à base de résine et de fibre de verre, et le second fabriqué à base de résine et de fibres de carbone. Les deux types de PRF ont des fibres unidirectionnelles. Les fibres de verre, livrées en forme de rouleau de tissus, sont de marque *TYFO[®] Composite Fibrwrap System* fournies par la compagnie *Hexcel Fyfe Co.* La résine qui sert à former des plaques rigides en fibres de verre et en même temps à coller cette plaque sur la poutre est de marque *Epoxy Tyfo[®]-S*. Elle est livrée sous forme de deux produits, A et B, qu'il faut mélanger dans une proportion de 2,92 pour 1 respectivement. Les fibres de carbone, livrées elle aussi en forme de rouleau plus ou moins rigide, sont de marque *Replark-20TM* fournies par la compagnie *Mitsubishi Chemical*

Ltd. La résine qui va avec ces fibres de carbone est fournie par la même compagnie. Elle est livrée sous forme de deux produits, A et B, qu'il faut mélanger dans une proportion de 2 pour 1 respectivement.

Le tableau 4.4 donne les propriétés mécaniques des PRF telles que fournies par les fabricants. E_p est le module d'élasticité du PRF, f_{ult} est sa contrainte ultime et ε_{ult} est sa déformation ultime. Les FRP ont un comportement parfaitement élastique jusqu'à la rupture finale.

TABLEAU 4.4 : PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES PRF

	Verre <i>TYFO</i>[®]	Carbone <i>Replark-20</i>TM
E_p (GPa)	27,6	230
f_{ult} (MPa)	552	3400
ε_{ult} (%)	2,0	1,5

4.4 Description des poutres

4.4.1 Poutre type

On a fabriqué treize poutres pour le programme expérimental. Chaque poutre a une longueur de 1220 mm et une portée libre de 1100 mm, et une section rectangulaire de 100 mm de largeur sur 150 mm de hauteur. Les deux barres longitudinales de tension ont un diamètre de 6,32 mm et une section totale de $2 \times 31,37 \text{ mm}^2$ ($\rho=0,00502$). La quantité d'acier est un peu plus grande que le minimum requis par la norme CSA-A23.3-94 pour le renforcement en flexion ($\rho_{min}=0,00226$). Les deux barres longitudinales de compression et les étriers ont le même diamètre et la même section. Le nombre d'étriers et leur espacement a été choisi de

manière à éviter la rupture de la poutre en cisaillement. La figure 4.1 illustre une poutre type du programme expérimental. La figure 4.2 illustre la section de cette poutre.

4.4.2 Poutre renforcée par des plaques en PRF

Une des treize poutres fabriquées ne sera pas renforcée. Elle servira de poutre de contrôle. Les douze poutres qui restent, sont divisées en deux lots de six poutres. Le premier lot est renforcé par des plaques à base de fibres de verre et le second avec des plaques à base de fibres de carbone. Dans chaque lot, on fait varier la longueur des plaques et le nombre de plis constituant ces plaques.

Les poutres sont désignées par PV dans le premier lot, et par PC dans le second. Les désignations PV ou PC sont suivies par le nombre de plis, 1, 2 ou 3, plus la lettre C pour désigner une plaque courte ou la lettre L pour une plaque longue. Les plus grandes plaques sont collées sur toute la longueur de la poutre entre les deux appuis et ont toutes la même longueur de 1060 mm.

Les longueurs des plaques courtes varient d'une poutre à une autre. Les résultats de BIZINDAVYI et NEALE (1999) ont montré, qu'avec des plaques à base de fibres de verre de type *TYFO*[®], la longueur d'ancrage doit être d'environ 180 mm pour une plaque à 1 pli et 260 mm pour une plaque à 2 plis. Dans le cas des plaques à base de fibres de carbone de type *Replark-20*TM la longueur d'ancrage doit être de 100 mm pour une plaque à 1 pli et 160 mm pour une plaque à 2 plis. On rappelle que les tests effectués par ces chercheurs sont des tests de traction pure. On utilise donc les mêmes ordres de grandeurs en y ajoutant les valeurs nécessaires pour rester en dehors de la zone des moments constants au milieu de la poutre (figure 4.3).

En plus, pour avoir deux parties égales dans chaque plaque et s'assurer que le transfert des contraintes se fait à partir du milieu des plaques, celles ci ne sont pas collées sur une longueur de 50 mm de part et d'autre du centre des poutres. Ceci est rendu possible en insérant un isolant entre la résine et les plaques au moment du collage.

Chaque pli des plaques à base de fibres de verre a une épaisseur de 1,3 mm. Un pli des plaques à base de fibres de carbone a une épaisseur de 0,33 mm.

Les tableaux 4.5 et 4.6 indiquent la longueur, le nombre de plis et l'épaisseur de la plaque de renforcement pour chaque poutre du premier et du deuxième lot respectivement. La figure 4.5 illustre les dimensions d'une section type d'une poutre renforcée.

TABEAU 4.5 : CARACTÉRISTIQUES DES PLAQUES DE RENFORCEMENT À BASE DE FIBRES DE VERRE

Poutre	Longueur de la plaque de renforcement (mm)	Nombre de plis	Épaisseur totale de la plaque (mm)
PV1C	713	1	1,3
PV1L	1060	1	1,3
PV2C	853	2	2,6
PV2L	1060	2	2,6
PV3C	853	3	3,9
PV3L	1060	3	3,9

TABEAU 4.6 : CARACTÉRISTIQUES DES PLAQUES DE RENFORCEMENT À BASE DE FIBRES DE CARBONE

Poutre	Longueur de la plaque de renforcement (mm)	Nombre de plis	Épaisseur totale de la plaque (mm)
PC1C	693	1	0,33
PC1L	1060	1	0,33
PC2C	713	2	0,66
PC2L	1060	2	0,66
PC3C	713	3	~1
PC3L	1060	3	~1

4.5 Collage des plaques de renforcement

Les plaques de renforcement sont collées sur la face inférieure des poutres. Tout d'abord, la surface de béton sur la poutre a été aplanie par un jet de sable et air comprimé. Cette opération a pour but d'uniformiser la surface de béton qui va recevoir la plaque de renforcement. Ensuite, elle a été nettoyée pour enlever les résidus de béton qui restent.

L'opération de collage commence par l'application d'une couche d'apprêt sur toute la surface à coller aussi bien pour les plaques à base de fibres de verre que celle à base de fibres de carbone. Cette couche doit avoir une densité d'environ 250 g/m² de béton.

Ensuite, on mélange les composantes de la colle pour chacun des matériaux, ceci dans une proportion de 2,92 pour 1 pour les fibres de verre et 2 pour 1 pour les fibres de carbone. Ces proportions sont mesurées par une balance électronique.

Chaque lamelle en PRF est elle-même imbibée de colle puis posée sur la surface de béton qui a reçu la couche d'apprêt. On passe un petit rouleau pour chasser l'excès de colle sur les lamelles. Une fine couche de colle est ajoutée sur le dessus. De la même façon on ajoutera, si désiré, une autre lamelle au-dessus de la première ce qui donnera un deuxième pli.

Finalement, une période de 2 semaines est nécessaire pour le séchage, avant de coller les jauges sur les plaques de renforcement.

4.6 Description de l'instrumentation utilisée

Les poutres sont soumises à deux charges concentrées symétrique par rapport au centre des poutres tel qu'illustré à la figure 4.1. Le chargement a été réalisé à l'aide d'une presse hydraulique. La figure 4.6 montre un exemple du montage expérimental. La flèche maximale a été mesurée par un LVDT placé au centre des poutres.

Avant le coulage et avant le montage des cages d'armatures des poutres, des jauges électriques ont été placées au centre des deux barres d'armatures longitudinales de tension, de chaque poutre. Ces jauges serviront à mesurer les déformations sur les barres d'acier.

Après le collage des plaques de renforcement, d'autres jauges ont été placées sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres. Les plaques de renforcement ont été elles aussi instrumentées par des jauges électriques, disposées le long d'une moitié de chaque plaque. Les positions des jauges sur les plaques en PRF, de chaque poutre, sont illustrées aux figures 4.7, 4.8 et 4.9. Toutes les jauges électriques sont de marques *Micro-measurements*, de la compagnie *Measurements Group Inc.* Cependant, chaque matériau a ses propres jauges. Les figures 4.10 et 4.11 montrent un exemple de collage de plaque de fibres de verre et un autre de fibres de carbone respectivement. Un exemple de collage de jauges sur le béton est illustré sur la figure 4.12

Toutes les lectures ont été prises électroniquement par un système d'acquisition de données de type *DORIC 245*. Les lectures se faisaient toutes les cinq secondes. Après initialisations et réglages de toutes les entrées, le chargement par la presse hydraulique pouvait commencer. Ce chargement s'effectuait manuellement tout au long des essais.

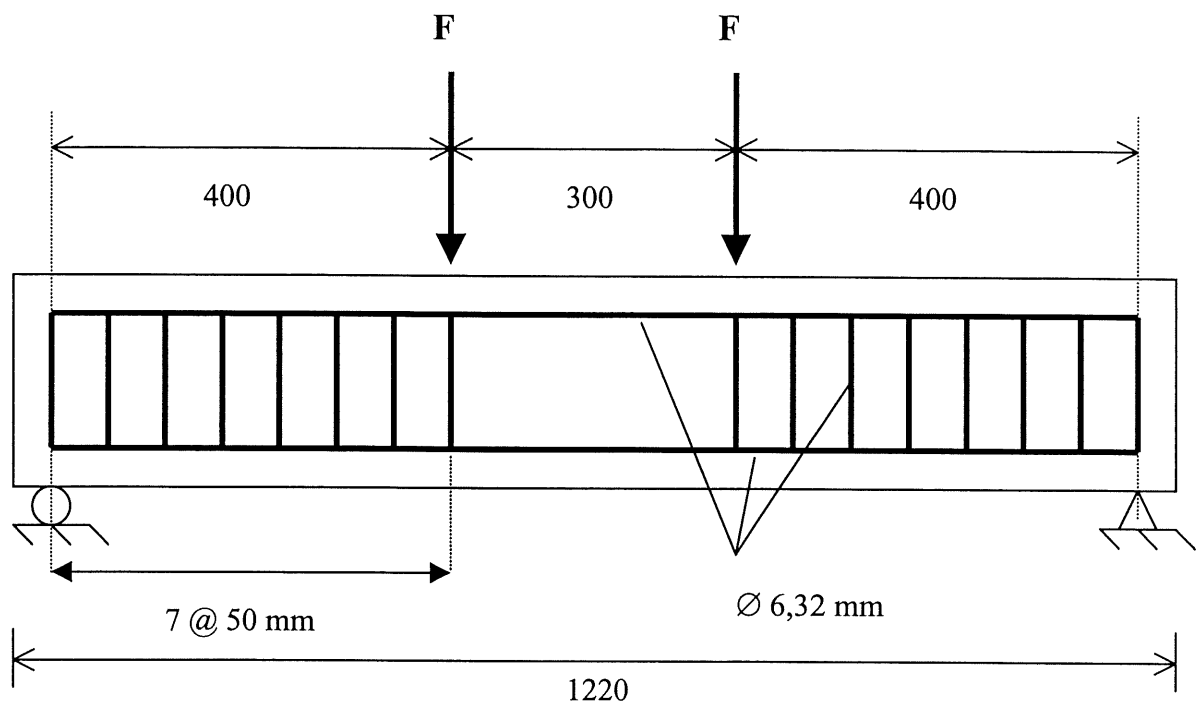


Figure 4.1 : Poutre type du programme expérimental

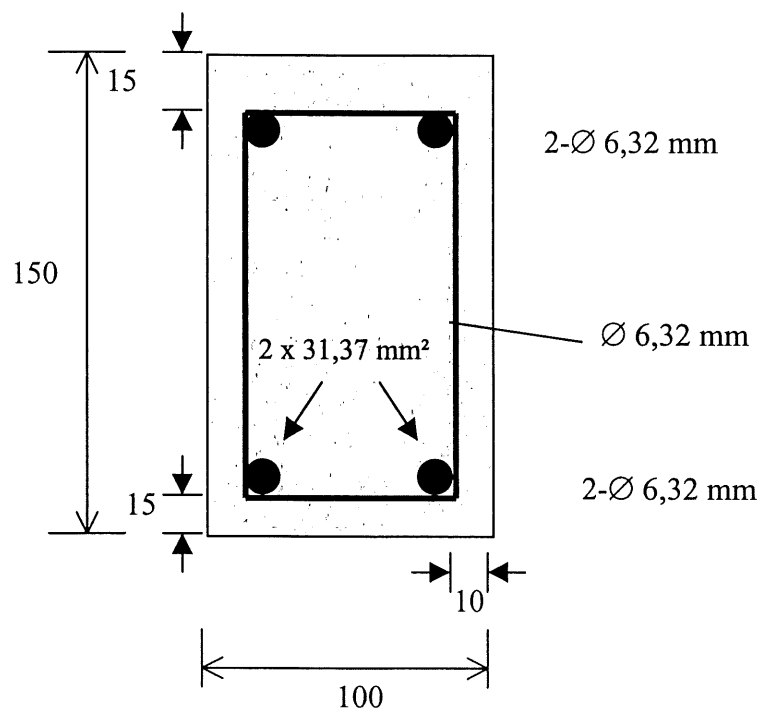
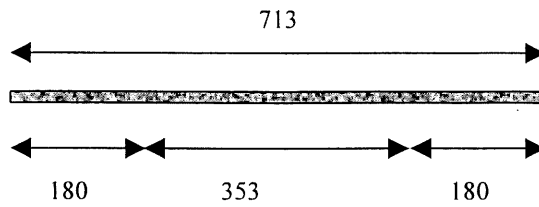
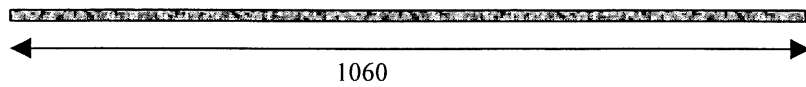


Figure 4.2 : Section de la poutre type du programme expérimental

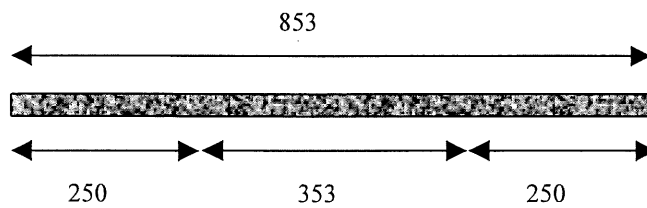
Plaque de la poutre PV1C :



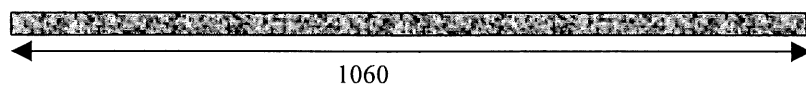
Plaque de la poutre PV1L :



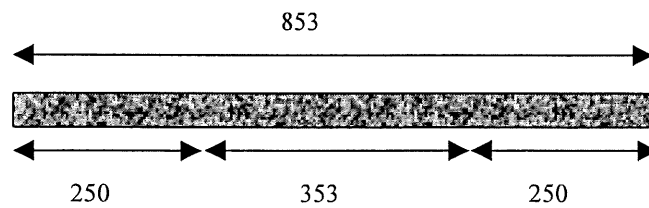
Plaque de la poutre PV2C :



Plaque de la poutre PV2L :



Plaque de la poutre PV3C :



Plaque de la poutre PV3L :

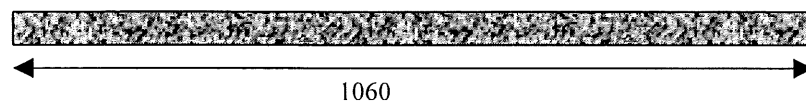
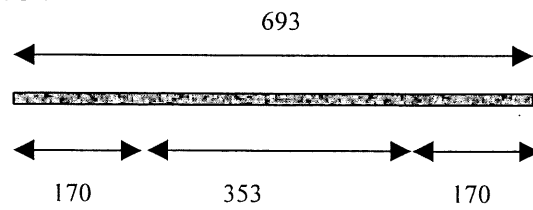
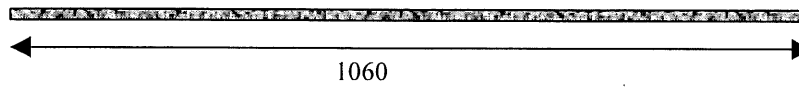


Figure 4.3 : Dimensions des plaques en fibres de verre

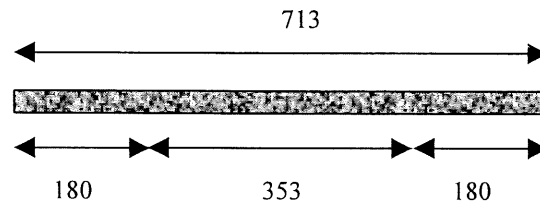
Plaque de la poutre PC1C :



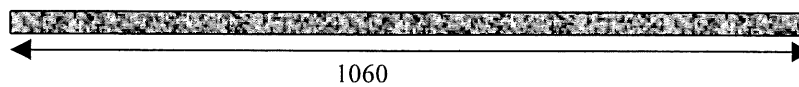
Plaque de la poutre PC1L :



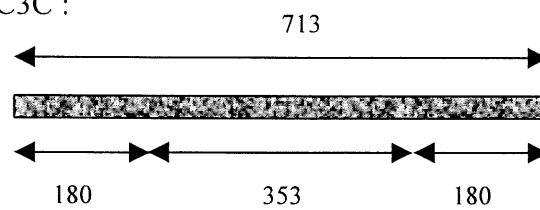
Plaque de la poutre PC2C :



Plaque de la poutre PC2L :



Plaque de la poutre PC3C :



Plaque de la poutre PC3L :

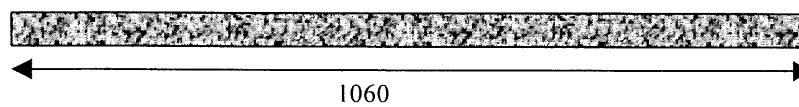


Figure 4.4 : Dimensions des plaques en fibres de carbone

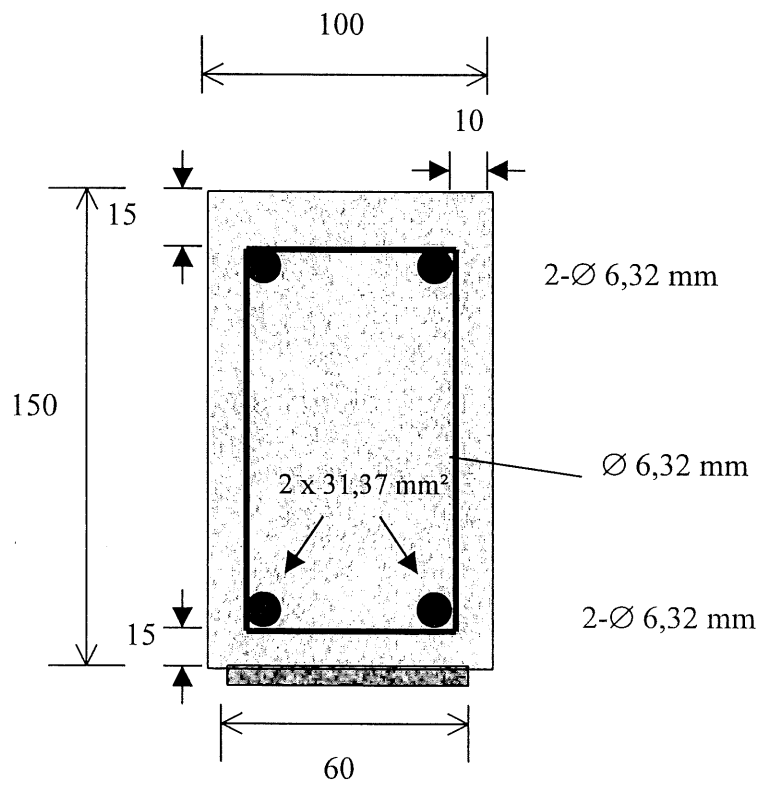


Figure 4.5 : Section type d'une poutre renforcée

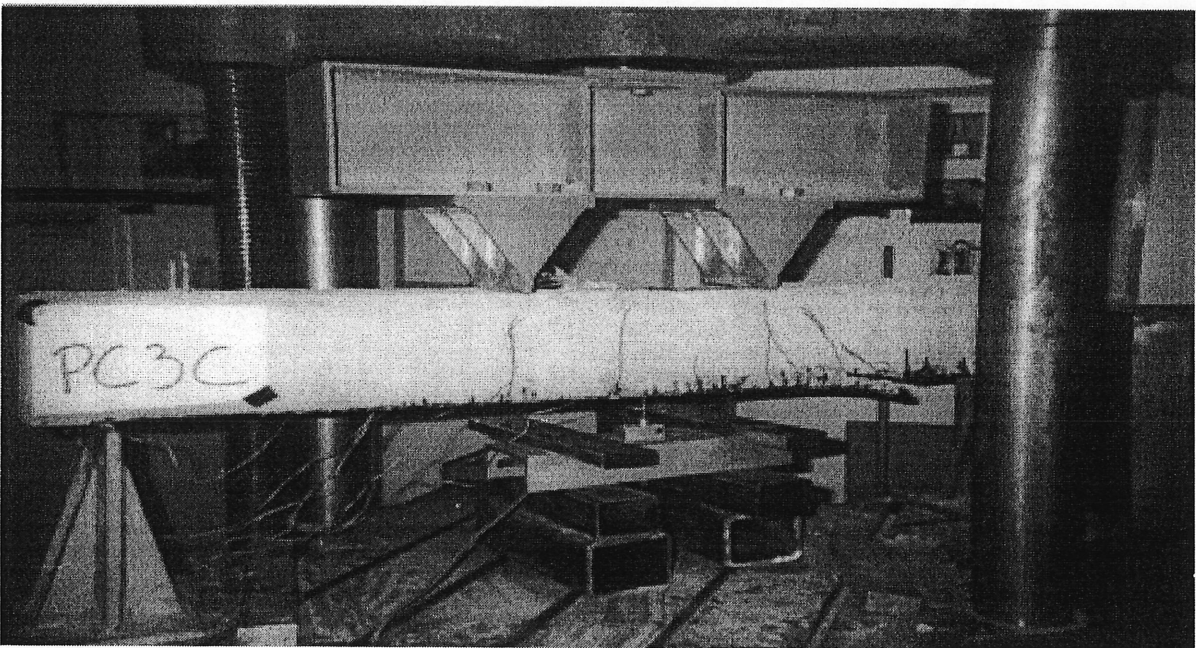
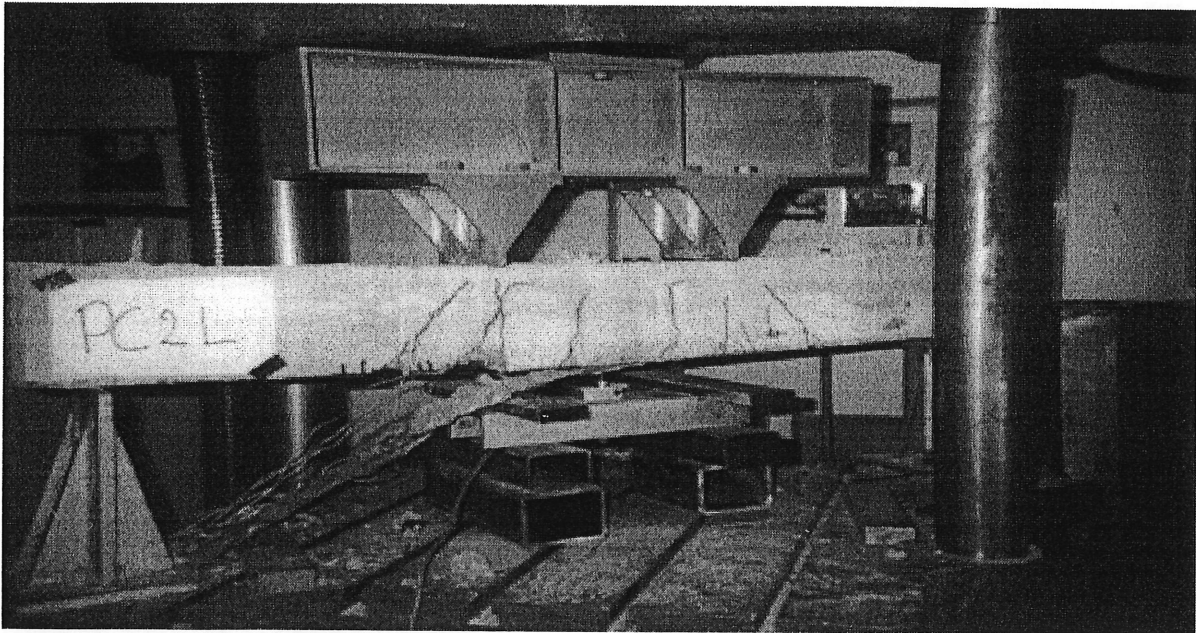
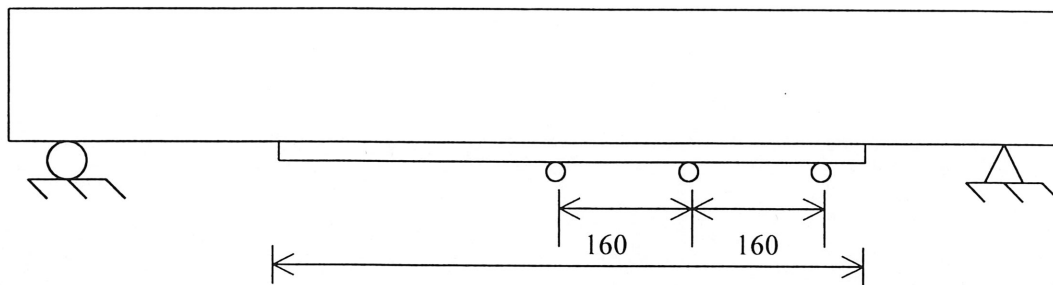
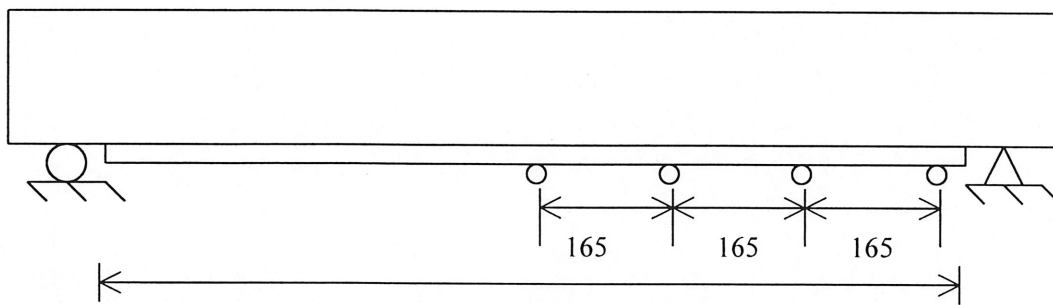


Figure 4.6 : Exemples de montages expérimentaux pour les poutres PC2L et PC3C

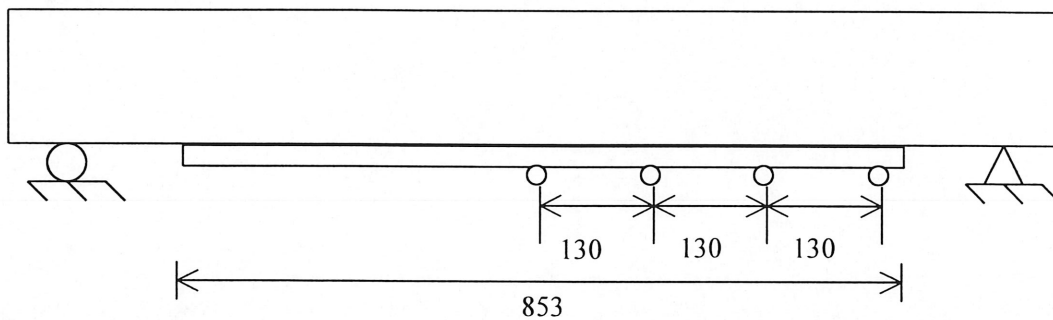
Poutre PV1C



Poutre PV1L



Poutre PV2C



Poutre PV2L

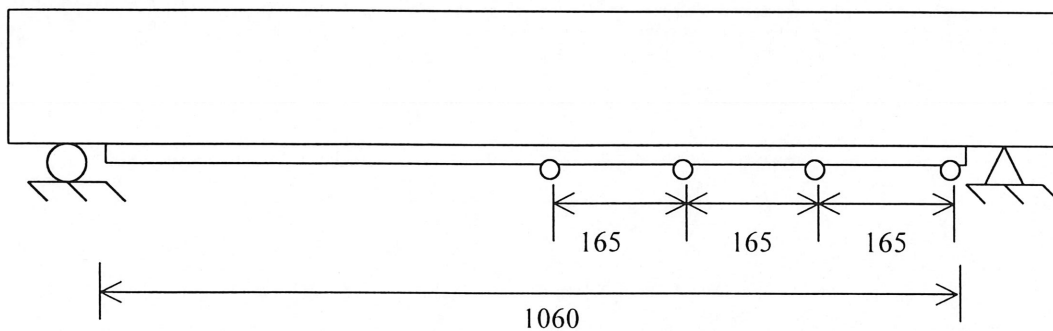
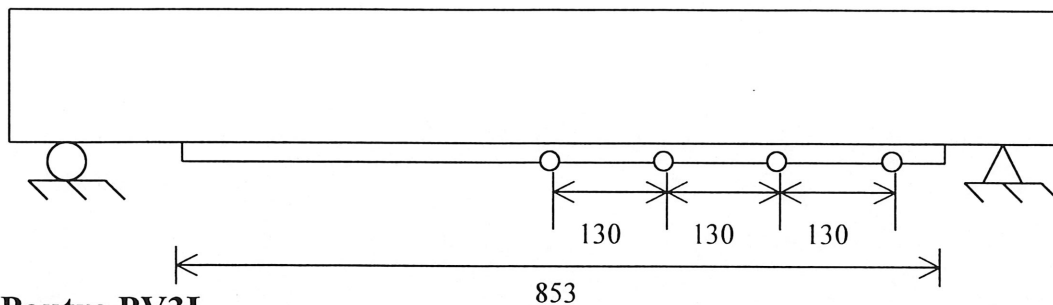
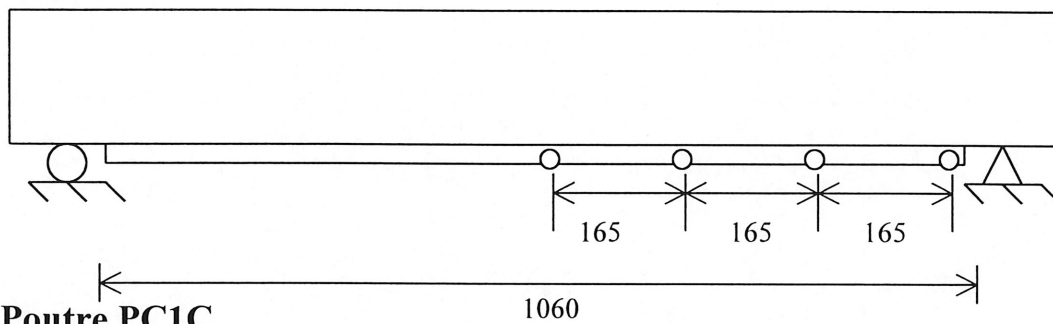


Figure 4.7 : Configuration des poutres PV1C, PV1L, PV2C et PV2L

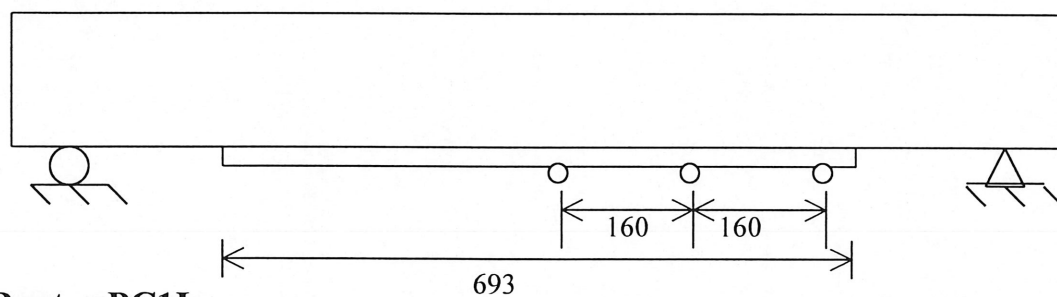
Poutre PV3C



Poutre PV3L



Poutre PC1C



Poutre PC1L

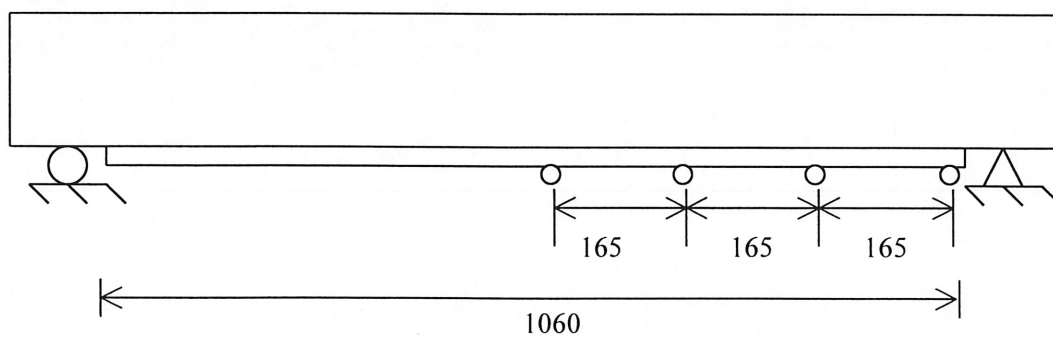
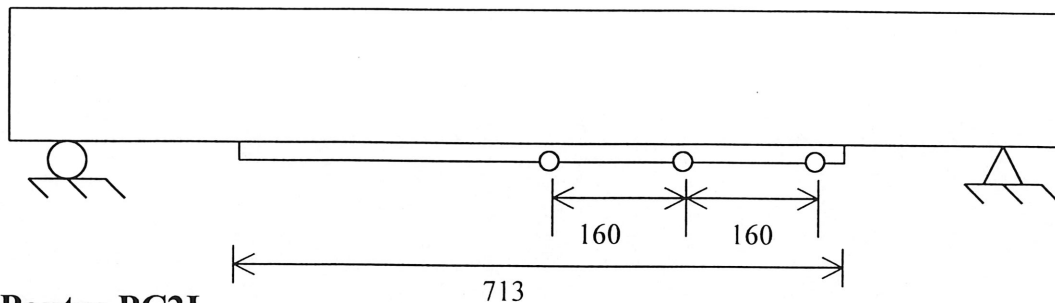
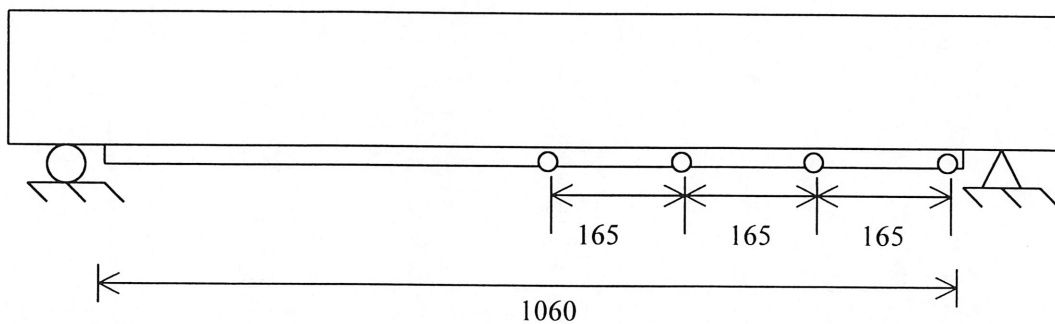


Figure 4.8 : Configuration des poutres PV3C, PV3L, PC1C et PC1L

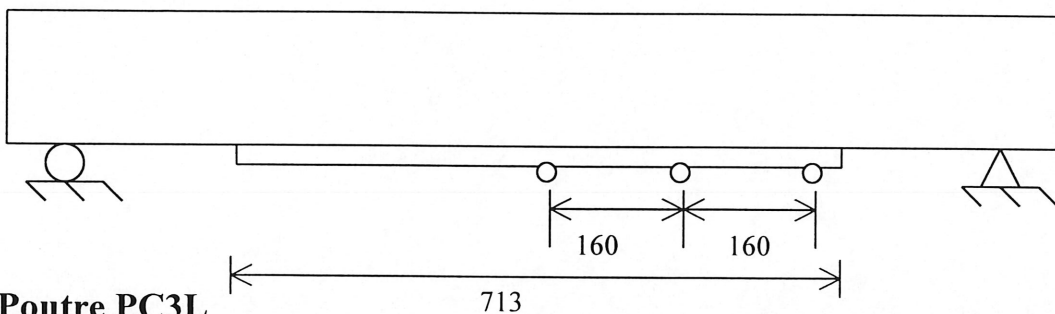
Poutre PC2C



Poutre PC2L



Poutre PC3C



Poutre PC3L

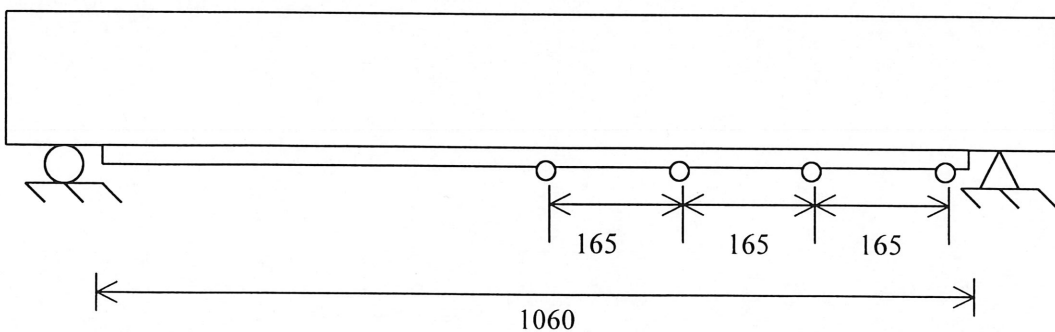


Figure 4.9 : Configuration des poutres PC2C, PC2L, PC3C et PC3L

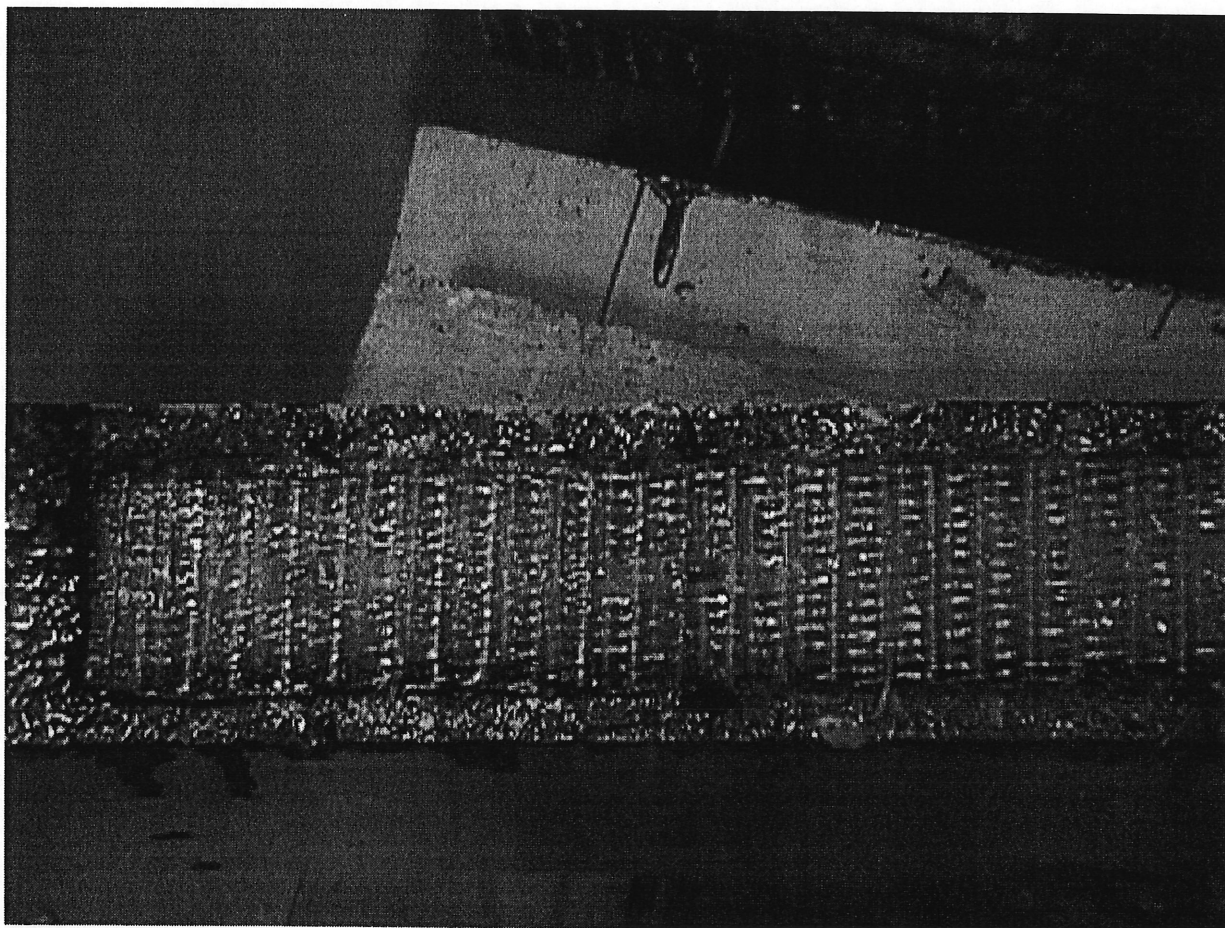


Figure 4.10 : Exemple de collage de plaque de fibres de verre

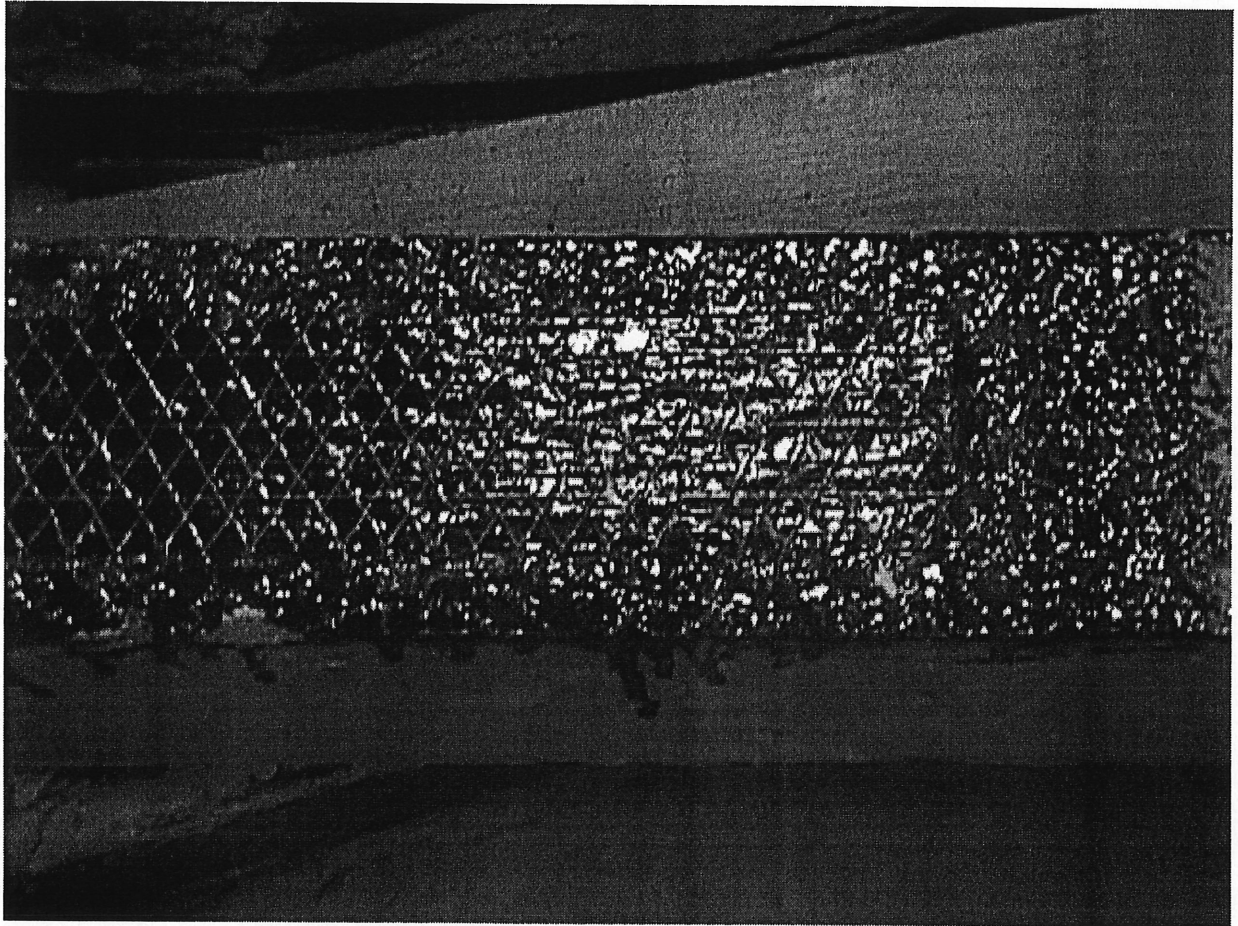


Figure 4.11 : Exemple de collage de plaque de fibres de carbone

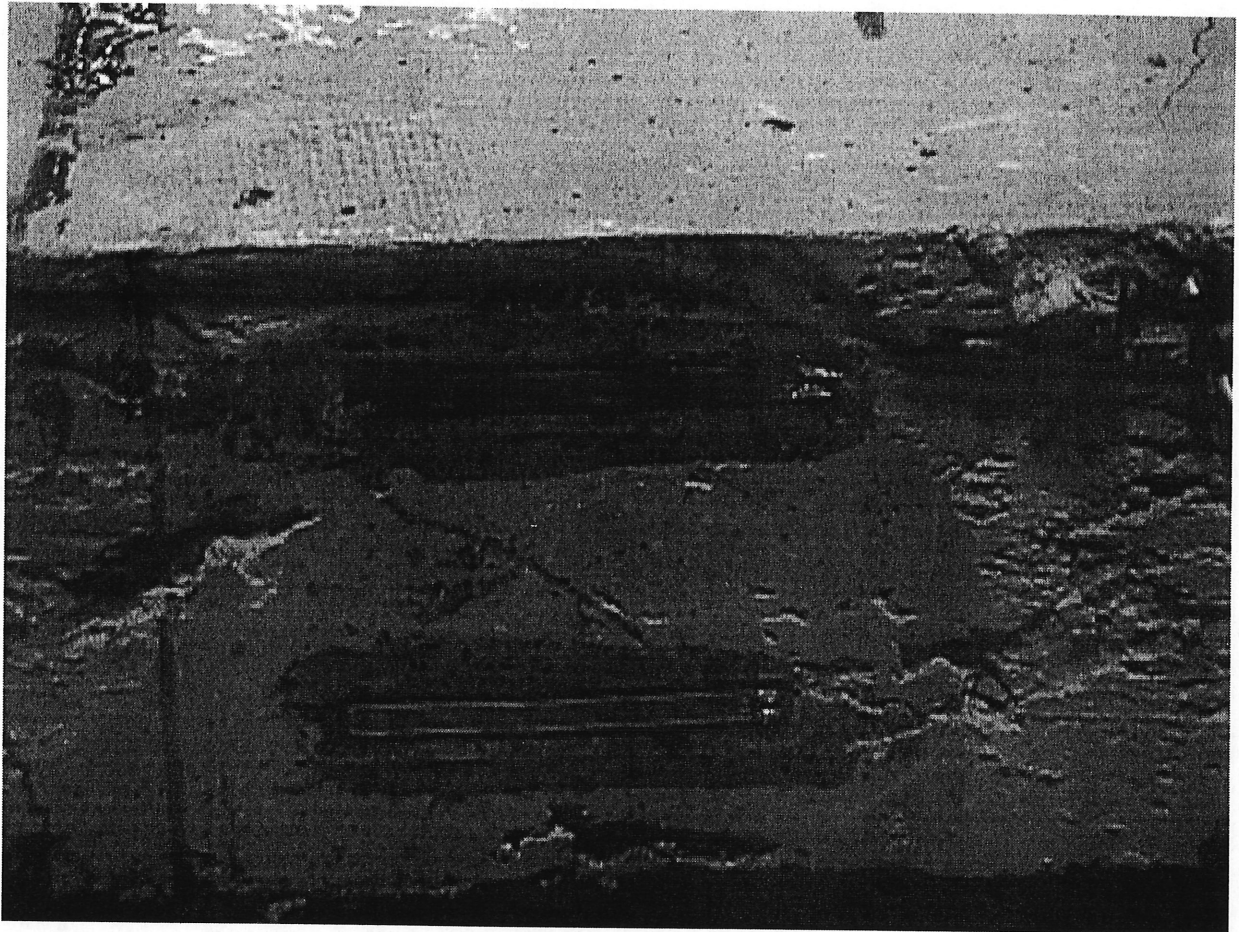


Figure 4.12 : Exemple de collage de jauges sur le béton

CHAPITRE 5

PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

5.1 Généralités

Dans ce chapitre, on présente les résultats expérimentaux obtenus à l'issue du programme expérimental décrit au chapitre précédent. On commence par des observations générales sur les charges, les modes de rupture et la résistance en flexion des poutres. Ensuite, on analyse les déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton en compression, sur les armatures en tension et sur les plaques en FRP. On analyse aussi les flèches expérimentales et théoriques. Finalement, on étudie les déformations mesurées sur les différentes jauges placées sur les plaques de renforcement des poutres.

5.2 Observations générales et modes de rupture des poutres

Le tableau 5.1 présente les charges ultimes mesurées, l'augmentation de leur capacité par rapport à la poutre de contrôle PC2, les charges de fissuration et les modes de rupture des poutres. Il est à noter que les différentes charges correspondent aux charges totales appliquées par la presse hydraulique et qui se divisent en deux charges identiques et

symétriques par rapport au centre des poutres telles qu'illustrées à la figure 4.1 du chapitre précédent.

La rupture de la poutre de contrôle PC2, montrée à la figure 5.1, s'est produite par plastification de l'acier en tension suivie de l'écrasement du béton en compression sous une charge de 24,9 kN. La rupture s'est produite dans la zone entre les deux charges concentrées où le moment fléchissant est constant et maximal. Les premières fissures sont apparues à 7,2 kN. Elles débutent au bas de la poutre pour ensuite se propager le long de la hauteur. Dans la zone du moment constant, les fissures en flexion restent verticales jusqu'à la rupture. On note aussi les grandes déflexions au centre de la poutre.

Les poutres renforcées ont toutes subi un décollement de la plaque de renforcement. Elles sont montrées aux figures 5.2 à 5.14. Tout d'abord, il y a apparition des premières fissures à des charges qui varient en général entre 8,9 kN et 11,2 kN, comme indiqué sur le tableau 5.1. Ces charges sont plus grandes que la charge de fissuration de la poutre de contrôle PC2 qui est de 7,2 kN. Dans le cas des poutres PV1L et PC2L, les charges de fissuration dues au chargement sont plus petites, soient 6,1 kN et 6,7 kN respectivement, à cause de fissures initiales provoquées par la manutention des poutres. Il est à noter que la charge de fissuration théorique est de 7,4 kN.

Les fissures vont ensuite progresser au cours des chargements et intercepter les fissures verticales de flexion pour former des cônes. L'ouverture de ces fissures en cône engendre la rotation des blocs de béton qu'elles délimitent. Ceci a entraîné la rupture par décollement de type *peeling-off*. Ce décollement s'est rapidement propagé vers le centre des poutres d'une part, et d'autre part vers les extrémités des plaques à cause de la concentration de contraintes dans l'interface plaque-béton. Le recouvrement de béton sous les armatures en tension a été arraché dans les parties adjacentes aux points de chargement. Les blocs de béton arrachés sont plus ou moins volumineux selon la taille des fissures en cônes qui se sont formées. Sur la figure 5.4, on montre un exemple des armatures de tension après l'arrachement du béton.

**TABLEAU 5.1 : CHARGES ULTIMES MESURÉES, CHARGE DE FISSURATION ET
MODES DE RUPTURE DES POUTRES**

Poutre	Charge ultime mesurée (kN)	Augmentation * (%)	Charge de fissuration (kN)	Mode de rupture
PC2	24,9	-----	7,2	Compression du béton
PV1C	35,0	40,6	9,2	Décollement de la plaque
PV1L	32,5	30,5	6,1	Décollement de la plaque
PV2C	44,5	78,7	9,6	Décollement de la plaque
PV2L	44,8	80	8,9	Décollement de la plaque
PV3C	49,8	100	10,9	Décollement de la plaque
PV3L	51,0	105	11,1	Décollement de la plaque
PC1C	36,8	45,7	11,2	Décollement de la plaque
PC1L	36,1	44,9	11,1	Décollement de la plaque
PC2C	33,8	35,7	8,9	Décollement de la plaque
PC2L	44,9	80,3	6,7	Décollement de la plaque
PC3C	36,3	45,7	11,0	Décollement de la plaque
PC3L	48,9	96,3	11,1	Décollement de la plaque

* Par rapport à la poutre de contrôle PC2

5.3 Résistance en flexion des différentes poutres

D'après les observations du paragraphe précédent, la rupture de la poutre de contrôle PC2 s'est produite par écrasement du béton en compression, sous une charge totale de 24,9 kN. On rappelle que cette charge correspond à la charge totale appliquée par la presse

hydraulique et qui se divise en deux charges identiques et symétriques par rapport au centre des poutres. Cette remarque est valable aussi pour le reste du chapitre et pour les graphes.

Pour les poutres renforcées les plaques en fibres de verre et de carbone ont retardé l'apparition des premières fissures sauf dans le cas des poutres PV1L et PC2L où il y avait des fissures initiales dues à la manutention.

La rupture finale est caractérisée par le décollement de la plaque de renforcement. C'est une rupture de type *peeling-off* causée par l'ouverture d'une fissure cisaillement-flexion, sous l'une des charges concentrées. Le décollement s'est propagé jusqu'à l'extrémité de la plaque.

Selon le tableau 5.1, le renforcement par des plaques à base de fibres de verre a augmenté la charge ultime mesurée d'au moins 30,5 %, dans le cas de la poutre PV1L, avec un maximum de 105 % dans le cas de la poutre PV3L. Tandis que le renforcement par des plaques à base de fibres de carbone a augmenté la charge ultime mesurée d'au moins 35,7 %, dans le cas de la poutre PC2C, avec un maximum de 96,3 % dans le cas de la poutre PC3L. Il est intéressant de noter que la poutre PC3L, renforcée avec une plaque de carbone à trois plis et épaisse de 1 mm, a eu un gain de résistance comparable à la poutre PV3L renforcée avec une plaque de verre de 4 mm d'épaisseur soit quatre fois plus épaisse. Ceci montre donc la grande résistance apportée par le renforcement par une plaque de carbone.

Les poutres renforcées par des plaques longues ont une résistance en flexion plus grande que celles avec des plaques courtes sauf dans le cas des poutres avec une plaque à 1 pli. En effet, les poutres PV1C et PC1C ont une résistance en flexion plus grande que les poutres PV1L et PC1L respectivement. Par ailleurs, la différence entre les charges ultimes mesurées ne dépasse pas 2,5 kN entre une poutre renforcée avec une plaque longue et une autre renforcée avec une plaque courte sauf dans le cas des poutres renforcées avec des plaques de carbone à deux et à trois plis. En effet, la poutre PC2C a une résistance 11,1 kN plus petite que la poutre PC2L ; et PC3C une résistance 12,6 kN plus petite que PC3L.

Dans le tableau 5.2, on présente les charges ultimes mesurées P_{um} et les charges ultimes théoriques P_{ut} . La charge P_{ut} est calculée par le modèle théorique présenté au chapitre 3 et qui suppose la plastification de l'acier des armatures en tension et rupture du béton par compression. D'abord il faut résoudre l'équation (3.14) qui donne la position de

l'axe neutre ensuite on calcule le moment résistant M_r . Ce moment correspond aussi au moment maximal au centre de la poutre (figure 4.1). Il est relié à la charge symétrique F appliquée par la relation :

$$M_r = 0,4 * F$$

La charge total appliquée sera alors le double de la charge F ainsi trouvée. C'est cette valeur qui apparaît sur le tableau 5.2.

La tableau 5.2 montre aussi la différence entre les charges mesurées P_{um} et les charges ultimes théoriques P_{ut} . Cette différence représente ce que l'on peut appeler 'le manque à gagner' dû au fait que les poutres renforcées ont subi un décollement prématurée des plaques avant d'avoir développé toute leur capacité. On a ainsi une différence maximale de -171% dans le cas de la poutre PC3C et minimale de -48% dans le cas de la poutre PV1C. La poutre PC2 n'est pas considérée dans cette comparaison car elle n'est pas renforcée. Néanmoins, la différence de -6% pour la poutre PC2 montre que même si on n'avait pas eu un décollement des plaques sur les poutres renforcées on n'aurait pas eu exactement les mêmes valeurs théoriques et expérimentales.

En général, les poutres avec des plaques longues présentent des différences plus petites que celles avec des plaques courtes sauf dans le cas des poutres PV1L et PC1L. Par ailleurs, ces différences sont du même ordre de grandeur pour les poutres renforcées par une plaque à base de fibres de verre, ce qui n'est pas le cas pour les plaques à base de fibres de carbone. On remarque aussi que cette différence est plus importante pour les plaques à base de fibres de carbone.

TABLEAU 5.2 : CHARGES ULTIMES MESURÉES ET THÉORIQUES

Poutre	Charge ultime mesurée P_{um} (kN)	Charge ultime théorique P_{ut} (kN)	Différence entre P_{um} et P_{ut} (%)
PC2	24,9	26,35	-6
PV1C	35,0	51,80	-48
PV1L	32,5	51,80	-59
PV2C	44,5	66,74	-50
PV2L	44,8	66,74	-49
PV3C	49,8	77,43	-55
PV3L	51,0	77,43	-52
PC1C	36,8	67,49	-83
PC1L	36,1	67,49	-87
PC2C	33,8	85,93	-154
PC2L	44,9	85,93	-91
PC3C	36,3	98,26	-171
PC3L	48,9	98,26	-101

5.4 Mesures expérimentales

Dans cette section, on présente les courbes expérimentales décrivant les déformations mesurées au centre de chacune des poutres. Il s'agit des déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton en compression, sur les armatures en tension et sur les plaques en PRF.

5.4.1 Déformations dans le béton en compression

La figure 5.15 représente les courbes de déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des fibres de verre et de la poutre de contrôle PC2. La déformation ultime du béton en compression ε_{cr} est de 0,35 %. Elle n'est d'ailleurs atteinte par aucune des poutres.

On remarque que le taux d'augmentation des déformations, c'est-à-dire la variation des déformations par rapport à la variation des charges, varie pendant le chargement. En effet, ce taux est plus petit avant l'apparition et la propagation des premières fissures, à des charges proches de 20 kN pour les poutres renforcées et de 10 kN pour la poutre PC2. Après la fissuration, on a un taux d'augmentation plus grand et ce jusqu'à la rupture finale pour les poutres PV1L, PV2C et PV2L. Pour les poutres PV1C, PV3L et PV3C on a un palier de déformations, tronçon horizontal de courbe, avant que le taux ne devienne plus grand jusqu'à la rupture finale. Cet accroissement du taux d'augmentation est fonction du nombre de plis de la plaque de renforcement : plus la plaque est épaisse plus le taux est petit. On remarque aussi que, pour une charge donnée, les déformations du béton sont plus petites avec des plaques plus courtes dans le cas des poutres à 1 pli et à 3 plis. L'inverse est vrai pour les poutres avec des plaques à 2 plis. Ceci peut être dû aux variations des valeurs des propriétés du béton entre les différentes poutres.

La figure 5.16 représente les courbes de déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des fibres de carbone et de la poutre de contrôle PC2. Dans ce cas aussi, le taux d'augmentation des déformations varie pendant le chargement. Il est plus petit avant l'apparition et la propagation des premières fissures à des charges proches de 15 kN pour les poutres renforcées. Il augmente ensuite jusqu'à la rupture finale. L'accroissement du taux de variation est fonction du nombre de plis de la plaque de renforcement : plus la plaque est épaisse plus le taux est petit. On remarque cependant que pour une charge donnée, les déformations du béton sont plus petites avec des plaques plus courtes que ce soit avec 1, 2 ou 3 plis.

5.4.2 Déformations sur les barres d'armatures

Les figures 5.17 et 5.18 représentent les courbes charge-déformation mesurées sur les barres d'armatures au centre des poutres renforcées par des fibres de verre et de carbone respectivement.

Il est important de noter ici que les jauges placées sur les armatures n'ont pas toutes enregistré leurs données jusqu'à la rupture finale. Comme les barres d'acier utilisées ont un petit diamètre et sont donc très flexibles, les jauges ont donné des résultats parfois erronés dès que les courbures sont devenues trop importantes. C'est notamment le cas pour la poutre PC2 qui n'est pas représentée sur les figures. Quant à la poutre PC3C on a eu seulement quelques valeurs intermédiaires.

Cependant, le renforcement par des plaques en PRF a retardé la plastification de l'acier des armatures en tension. En effet, la plastification des aciers d'armatures pour la poutre de contrôle PC2 est prédite théoriquement à une charge de 16,3 kN, alors qu'elle a été observée pour des valeurs supérieures pour les poutres renforcées (tableau 5.3). Les différences entre les charges théoriques et expérimentales peuvent être attribuées aux marges d'erreurs commises pendant les mesures des propriétés de l'acier et lors des manipulations.

Par ailleurs, la tension mesurée dans les poutres, où il y avait eu plastification, a continué d'augmenter au-delà de la limite élastique de l'acier qui est de 0,31 %. Ceci correspond au domaine élasto-plastique.

5.4.3 Déformations sur le PRF

Les figures 5.19 et 5.20 représentent les courbes charge-déformation sur le PRF au centre des poutres renforcées par des fibres de verre et de carbone respectivement. La déformation ultime du PRF en fibres de verre est de 2 % et de 1,48 % pour le PRF en fibres de carbone.

La première constatation est le fait que toutes les plaques accusent un léger retard dans la réaction aux charges appliquées. Elles ne commencent à réagir qu'à partir d'une charge d'environ 10 kN. Ce retard pourrait s'expliquer par un léger glissement des plaques avant

qu'elles ne commencent à reprendre les tensions dans les poutres. De plus, et à l'exception de la poutre PV3L, toutes les autres poutres présentent un palier de déformations quand elles commencent à reprendre les tensions. Par ailleurs, les déformations ne semblent pas être influencées par la longueur des plaques.

La longueur des plaques ne semble avoir aucun effet sur les déformations des PRF au centre des poutres. Par contre le nombre de plis, c'est à dire l'épaisseur des plaques, augmente la rigidité. Ainsi, pour une charge donnée une plaque plus épaisse subit moins de déformations.

TABLEAU 5.3 : CHARGES EXPÉRIMENTALES DE PLASTIFICATION DES ACIERS D'ARMATURES EN TENSION

Poutre	Charge théoriques de plastification kN	Charge expérimentales de plastification kN
PV1C	17,15	23,7
PV1L	17,15	20,0
PV2C	19,75	23,2
PV2L	19,75	23,0
PV3C	23,6	23,3
PV3L	23,6	30,0
PC1C	20,05	24,5
PC1L	20,05	34,9
PC2C	26,75	27,14
PC2L	26,75	18,4
PC3C	31,95	----
PC3L	31,95	30,0

5.5 Analyse des flèches expérimentales et théoriques

5.5.1 Courbes des flèches expérimentales

Les figures 5.21 et 5.22 représentent les courbes charge-flèche expérimentale, mesurées sur les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre et de carbone respectivement. La courbe expérimentale de la poutre PC2 y est aussi représentée.

La courbe de la poutre de contrôle PC2 se divise en trois parties distinctes. D'abord une grande pente au début du chargement et avant la propagation des premières fissures, pour des charges inférieures à 10 kN. Ensuite une pente moins grande jusqu'à une valeur de 19,3 kN qui est probablement la charge expérimentale de plastification des aciers d'armatures en tension. Rappelons qu'on n'a pas pu obtenir cette charge pour la poutre PC2 à cause du mauvais fonctionnement des jauges. À partir de cette charge, la flèche augmente de façon presque horizontale, c'est-à-dire sans que la charge varie.

Le renforcement par des plaques en PRF augmente évidemment la rigidité des poutres, après fissuration, par rapport à la poutre de contrôle PC2. En comparant aussi les deux figures, la grande rigidité des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone par rapport aux plaques en fibres de verre se confirme. Les pentes initiales très abruptes des courbes indiquent la grande rigidité des poutres avant la propagation des premières fissures. Après cette fissuration la rigidité diminue relativement. Une deuxième diminution de cette rigidité s'est produite aux environs de 30 kN pour les poutres PV1C, PV1L, PC1C et PC1L, aux environs de 35 kN pour les poutres PV2C et PC2L, et aux environs de 40 kN pour les poutres PV3L et PC3L. Cette deuxième diminution caractérise la plastification de l'acier des armatures en tension, et confirme les résultats des déformations sur les armatures présentés au paragraphe 5.4.2. Cette diminution n'est pas apparente pour les autres poutres. Au delà de ces charges les plaques supportent une grande partie de la charge appliquée. Par ailleurs, on remarque que la diminution des longueurs des plaques influence faiblement la rigidité des poutres. Par contre, l'augmentation du nombre de plis de la plaque, et donc de son épaisseur, augmente considérablement sa rigidité.

5.5.2 Comparaisons entre flèches expérimentales et théoriques

Par souci de clarté, on représente les courbes expérimentales et théoriques des poutres renforcées et de la poutre de contrôle PC2 séparément sur les figures de 5.23 à 5.35.

Les courbes théoriques et expérimentales de la poutre de contrôle PC2, sont parfaitement confondus au début du chargement jusqu'à la fissuration de la poutre à la charge 7,2 kN. À ce moment, la presse hydraulique, qui sert de système de chargement, décharge automatiquement et complètement la poutre avant de continuer le chargement. La deuxième partie de la courbe expérimentale est donc celle d'une poutre PC2 initialement fissurée. Cette partie suit ensuite la pente de la courbe théorique.

À l'approche de la charge de plastification de 19,3 kN, la courbe expérimentale dévie complètement de la courbe théorique. Ceci est prévisible puisque le modèle théorique ne tient pas compte des grandes rotations engendrées par la plastification de l'acier des armatures en tension.

Les courbes expérimentales des poutres renforcées suivent parfaitement les courbes théoriques au début du chargement jusqu'à la charge de fissuration. À ce moment, on a un léger déchargement avant que la courbe expérimentale ne continue de suivre la courbe théorique. Le déchargement correspond à la régression des flèches sur les courbes avant de continuer d'augmenter. Ce premier déchargement n'apparaît pas sur les courbes des poutres PV3L, PC1L et PC3C sur les figures 5.29, 5.31 et 5.34 respectivement.

Pour le cas de la poutre PC2L, figure 5.33, après ce premier déchargement, la courbe expérimentale suit la pente de la courbe théorique avec cependant un certain écart. Cet écart, par lequel la courbe théorique sous-estime la courbe expérimentale, semble être dû à la combinaison prématurée de la fissuration et d'un glissement relatif de la plaque de renforcement. Ceci rendrait la poutre moins rigide.

À des charges données, les courbes expérimentales s'écartent des courbes théoriques après avoir subi un deuxième déchargement. Sauf pour les poutres PV3C et PV3L, ces charges sont d'environ 15 kN pour les poutres PV1L et PC2C (figures 5.25 et 5.32), 17 kN pour PC1L, PC3C et PC3L (figures 5.31, 5.34 et 5.35), et 22 kN pour les autres poutres. Cet écart est dû à un glissement relatif de la plaque de renforcement ce qui rendrait la poutre

moins rigide. Les courbes expérimentales des poutres PV3C et PV3L (figures 5.28 et 5.29) s'écartent des courbes théoriques sans subir de régression.

L'écart entre les courbes expérimentales et les courbes théoriques devient très important à l'approche de la rupture finale. A ce moment le décollement des plaques est déjà entamé au milieu et les poutres perdent leur renforcement dans cette zone et se comportent comme la poutre PC2.

5.5.3 Flèches maximales expérimentales et théoriques

Les tableaux 5.4 et 5.5 présentent les flèches maximales expérimentales et théoriques, ainsi que leur différence, pour la poutre de contrôle PC2 et les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre et de carbone respectivement.

Puisque le modèle théorique ne tient pas compte des grandes rotations engendrées par la plastification de l'acier des armatures en tension, on obtient un grand écart de 81 % pour la poutre de contrôle PC2.

En ce qui concerne les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre, on a un maximum d'écart de 52 % pour la poutre PV1L, et un minimum de 33 % pour la poutre PV3C. Pour les poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone, on a un maximum d'écart de 55 % pour la poutre PC2L, et un minimum de 29 % pour la poutre PC3C.

Comme mentionné plus haut, cet écart peut s'expliquer par le fait qu'à l'approche de la rupture finale, le décollement des plaques est déjà entamé au milieu des poutres. Elles perdent alors leur renforcement dans cette région et se comportent comme la poutre de contrôle PC2 avec un niveau de chargement plus grand.

À l'exception des poutres PC2L et PC3L, on remarque aussi que les différences diminuent pour les plaques plus épaisses. Il est aussi important de noter qu'avec les plaques en fibres de carbone, qui sont beaucoup moins épaisses, on obtient des flèches comparables aux flèches avec des plaques en fibres de verre. Ceci démontre, encore une fois, la grande rigidité des fibres de carbone.

TABLEAU 5.4 : FLÈCHES MAXIMALES, EXPÉRIMENTALES ET THÉORIQUES,
POUR LES POUTRES RENFORCÉES PAR DES PLAQUES EN
FIBRES DE VERRE ET LA POUTRE PC2

Poutre	Flèche expérimentale (mm)	Flèche théorique (mm)	Différence (%)
PC2	22,7	4,4	81
PV1C	9,4	5,4	43
PV1L	10,6	5,1	52
PV2C	9,7	6,0	38
PV2L	9,8	6,1	38
PV3C	9,0	6,0	33
PV3L	9,8	6,2	37

TABLEAU 5.5 : FLÈCHES MAXIMALES, EXPÉRIMENTALES ET THÉORIQUES,
POUR LES POUTRES RENFORCÉES PAR DES PLAQUES EN FIBRES
DE CARBONE

Poutre	Flèche expérimentale (mm)	Flèche théorique (mm)	Différence (%)
PC1C	8,8	5,2	41
PC1L	9,2	5,2	43
PC2C	5,9	3,7	36
PC2L	11,5	5,1	55
PC3C	4,8	3,4	29
PC3L	8,1	4,6	43

5.6 Déformations sur les plaques en PRF

5.6.1 Déformations sur les plaques en fibres de verre

Les figures 5.36 à 5.41 présentent les distributions des déformations mesurées par les jauges collées sur les plaques de renforcement en fibres de verre. Les jauges ont été placées à différentes positions sur une moitié des plaques. Leur position est mesurée à partir du centre des poutres. Les distributions sont relevées à certains niveaux de chargement. Rappelons que les différentes charges correspondent aux charges totales appliquées par la presse hydraulique et qui se divisent en deux charges identiques et symétriques par rapport au centre des poutres telles qu'illustrées à la figure 4.1 du chapitre précédent.

Trois types de tendances, en fonction du niveau de chargement, peuvent être remarqués sur ces courbes de distributions. D'abord, une décroissance exponentielle des déformations, le long de la plaque de renforcement, au début du chargement. Pendant cette phase, seules les jauges près du centre des poutres mesurent des déformations non nulles. Ceci s'explique par le fait que pendant cette phase, seule la partie centrale de la plaque de renforcement reprend les tensions dues au chargement. C'est ce qu'on appellera la région de transfert initiale des charges. On définit aussi à ce niveau la longueur de transfert initiale comme étant la longueur, calculée à partir du centre de la plaque, sur laquelle on a des déformations non nulles au début du chargement. Ceci correspond par exemple à 320 mm pour la courbe de décroissance exponentielle de 9,4 kN dans le cas de la poutres PV1C (figure 5.36). Le niveau de chargement maximal associé à cette phase est celui nécessaire pour l'apparition des fissures sur les poutres, ce qui a pour conséquence d'augmenter la proportion des tensions reprises par les plaques. Ce niveau de chargement se situe aux environs de 20 kN pour les poutres, avec une plaque courte, PV1C, PV2C et PV3C. Pour les poutres PV1L et PV3L, avec plaques longues, il se situe aux environs de 30 kN. On n'a pas cette première phase à décroissance exponentielle pour la distribution des déformations sur la plaque de la poutre PV2L. Ceci peut être dû à des erreurs de manipulation ou d'acquisition des données.

Au-delà de ces niveaux de chargement, on constate une décroissance de type bilinéaire, donc moins rapide, des déformations. Le point d'inflexion de cette décroissance bilinéaire se situe à la limite de la région de transfert initiale. La valeur finale des déformations au bout des plaques de renforcement lors de cette phase est presque nulle à chaque niveau de chargement. Ceci traduit le fait que les plaques, jusqu'à ce niveau, peuvent encore reprendre plus de tensions transmises sans qu'on ait de déformations à leur bout. Ainsi, la région de transfert est toujours à l'intérieur des plaques de renforcement. Le niveau de chargement maximal pour cette phase est de 33 kN pour la poutre PV1C, 40 kN pour la poutre PV2C et 30 kN pour la poutre PV3C. Cette deuxième phase est la première pour la poutre PV2L mais la dernière pour les poutres PV1L et PV3L avant leur rupture finale.

La dernière phase, qui est aussi à décroissance bilinéaire, se caractérise par des valeurs finales de déformations non nulles au bout des plaques de renforcement. Cette phase, qui est la troisième pour les poutres PV1C, PV2C et PV3C et la deuxième pour la poutre PV2L est suivie directement par la rupture finale de ces poutres.

5.6.2 Déformations sur les plaques en fibres de carbone

Les figures 5.42 à 5.47 présentent les distributions des déformations mesurées par les jauges collées sur les plaques de renforcement en fibres de carbone. Comme pour le cas des plaques en fibres de verre, les jauges ont été placées à différentes positions sur une moitié des plaques. Leur position est mesurée à partir du centre des poutres. Les distributions sont relevées à certains niveaux de chargement.

On retrouve encore les trois types de tendances décroissantes précédents dans ces courbes de distribution des déformations. Sauf que dans ce cas de renforcement avec des plaques de carbone, les courbes ne présentent pas toutes les trois types à la fois. En effet, on n'a pas de décroissance de type exponentiel pour les poutres avec plaques courtes, PC1C, PC2C et PC3C. Ainsi, pour les poutres PC1C et PC3C on a dès le début du chargement une décroissance bilinéaire des déformations, le long de la plaque de renforcement. La valeur finale des déformations au bout des plaques est presque nulle à chaque niveau de chargement. C'est d'ailleurs le seul type de décroissance relevé sur les plaques de ces poutres jusqu'à la

rupture finale. Pour la poutre PC2C, la décroissance des déformations le long de sa plaque de renforcement se fait en deux sortes. D'abord, une décroissance bilinéaire avec une valeur finale des déformations au bout des plaques presque nulle jusqu'à un niveau de chargement d'environ 30 kN. Ensuite, une décroissance toujours bilinéaire mais avec une valeur finale des déformations au bout des plaques non nulle. Cette dernière dure jusqu'à la rupture finale de la plaque.

Pour les poutres avec plaques de renforcement longues, PC1L, PC2L et PC3L, on a au début du chargement une décroissance de type exponentiel. Cependant, pour la poutre PC1L c'est le seul type qu'on a relevé jusqu'à la rupture finale. Par contre, pour la poutre PC3L le type de décroissance bilinéaire, avec valeur finale des déformations au bout des plaques presque nulle, suit la décroissance exponentielle après un niveau de chargement aux environs de 30 kN. Cette dernière dure jusqu'à la rupture finale. Enfin, pour la poutre PC2L les trois types de décroissance sont présents. D'abord, la décroissance exponentielle jusqu'aux environs de 30 kN. Ensuite, une décroissance bilinéaire avec une valeur finale des déformations au bout des plaques presque nulle jusqu'à un niveau de chargement d'environ 40 kN. Finalement, une décroissance toujours bilinéaire mais avec une valeur finale des déformations au bout des plaques non nulle. Cette dernière dure jusqu'à la rupture finale de la plaque.

5.6.3 Application du modèle théorique

On applique, dans cette partie, le modèle théorique développé par MALEK et coll. (1998) et présenté au chapitre 3. L'une des hypothèses de ce modèle est qu'il suppose un comportement linéaire élastique et isotrope des matériaux. Ainsi, les courbes théoriques donnant les déformations dans les plaques seront comparées aux courbes expérimentales seulement au début du chargement. Ces charges ne dépassent pas 17,4 kN pour toutes les poutres et exceptionnellement 20,8 kN pour la poutre PC3C (figure 5.58). Les figures 5.48 à 5.58 présentent les courbes théoriques et expérimentales des déformations dans les plaques en PRF de toutes les poutres. Les déformations des jauges collées au centre des plaques ne font pas partie de la comparaison puisque les plaques n'ont pas été collées dans cette région.

Comme il a été mentionné au chapitre 4, les plaques ne sont pas collées sur une longueur de 50 mm de part et d'autre du centre des poutres pour avoir deux parties dans chaque plaque. Il est à noter que ces charges correspondent aux charges totales appliquées par la presse hydraulique et qui se divisent en deux charges identiques et symétriques par rapport au centre des poutres.

La comparaison montre une bonne concordance entre les déformations théoriques et expérimentales. Lors de l'établissement des équations théoriques, certains problèmes sont apparus. Les caractéristiques de la couche de colle, qui sont présent dans les équations, sont sans doute les plus difficiles à évaluer. En effet, si les modules de cisaillement des résines peuvent être obtenus dans la littérature ou sont donnés par le fabricant, l'épaisseur de la couche de colle est très difficile à contrôler. On a donc considéré une moyenne de 0,3 à 0,5 mm pour établir les équations. Les courbes de la poutre PC3L n'ont pas été représentées car la jauge principale était défaillante.

5.7 Contraintes de cisaillement le long des plaques de renforcement

À partir des distributions des déformations mesurées par les jauges collées sur les plaques de renforcement, on peut calculer la contrainte moyenne de cisaillement, entre deux jauges consécutives, le long de ces plaques et ceci pour chaque niveau de chargement. En effet, et comme indiqué au chapitre 3, si on a deux lectures de déformations, j_i et j_j , de deux jauges successives, J_i et J_j , distants de L_{ij} , sur une plaque d'épaisseur h_p et de module d'élasticité E_p , on peut calculer la contrainte moyenne de cisaillement τ_{ij} par la formule suivante :

$$\tau_{ij} = \frac{h_p E_p (j_i - j_j)}{\Delta L_{ij}} \quad (5.1)$$

De cette façon, et pour une valeur donnée de la charge, on obtient τ_{ij} le long de la plaque de renforcement avec une valeur constante entre deux jauges successives, égale à la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement.

Ensuite, pour une poutre donnée, on trace les courbes donnant pour une charge donnée les contraintes moyennes de cisaillement le long de la plaque de renforcement. Donc, pour chaque poutre, on a un nombre de courbes égale au nombre de contraintes moyennes qu'on peut calculer entre les jauges successives collées à la plaque de renforcement de cette poutre. Autrement dit, chacune de ces courbes donne les contraintes moyennes entre deux jauges successives pour différentes charges.

Les figures 5.59 à 5.64 présentent les contraintes de cisaillement sur une moitié des plaques de renforcement en fibres de verre. Comme indiqué ci-dessus, le nombre de courbes sur chaque figure dépend du nombre jauges collées sur la plaque. Ainsi, par exemple, pour la poutre PV1C (figure 5.59), on a deux courbes qui correspondent aux contraintes moyennes de cisaillement calculées entre les jauges placées à 0 et 160 mm et entre les jauges placées à 160 et 320 mm du centre de la plaque. Pour la poutre PC2L (figure 5.68), on a trois courbes qui correspondent aux contraintes moyennes de cisaillement calculées entre les jauges placées à 0 et 165 mm, 165 et 330 mm, 330 et 495 mm.

Toutes les courbes mettent en évidence le même phénomène. D'abord, la région située près du centre de la plaque subit les plus grandes contraintes de cisaillement. Ces contraintes augmentent jusqu'à une valeur maximale pour ensuite décroître brusquement. C'est l'exemple de la courbe 0-165 mm sur la figure 5.60 de la poutre PV1L ou encore la courbe 0-165 mm sur la figure 5.67 de la poutre PC2C. Les contraintes maximales, pour cette première étape, sont de 0,11 MPa pour la poutre PV1C, 1,44 MPa pour PV1L, 0,09 MPa pour PV2C, 0,05 MPa pour PV2L et 0,04 pour PV3C. On n'a pas de courbe pour cette zone pour la poutre PV3L car la jauge du milieu était défectueuse.

Ensuite, c'est la portion de plaque adjacente à la première qui reprend le maximum de cisaillement atteint par cette dernière, après l'avoir suivi. C'est l'exemple de la courbe 165-330 mm sur la figure 5.60 de la poutre PV1L ou encore la courbe 165-320 mm sur la figure 5.67 de la poutre PC2C. À son tour cette deuxième région va atteindre une valeur maximale de contrainte pour une valeur donnée de chargement pour ensuite décroître brusquement.

Ces valeurs sont de 1,93 MPa pour la poutre PV1L, 1,06 MPa pour PV2C, 1,02 MPa pour PV2L, 0,69 MPa pour PV3C et 1,88 MPa pour PV3L. Pour PV1C, elle est de 1,49 MPa et c'est en même temps la valeur finale à la rupture. La zone suivante, s'il y en a, reprend les contraintes, et ainsi de suite jusqu'à la rupture finale de la plaque. Les contraintes de cisaillement maximales finales à la rupture sont de 1,60 MPa pour la poutre PV1L, 2,24 MPa pour PV2C, 2,67 MPa pour PV2L, 2,51 MPa pour PV3C et 1,49 pour PV3L (Tableau 5.6).

Les figures 5.65 à 5.70 présentent les contraintes de cisaillement sur une moitié des plaques de renforcement en fibres de carbone. Le même phénomène décrit pour les poutres avec renforcement en plaques en fibres de verre est observé. Les valeurs des contraintes maximales de cisaillement pour la première région sont de 0,25 MPa pour la poutre PC1C, 0,82 MPa pour PC2C, 0,43 MPa pour PC2L, 0,77 MPa pour PC3C et 0,64 MPa pour PC3L. On n'a pas de courbe pour cette zone pour la poutre PC1L car la jauge du milieu était défectueuse.

Les valeurs des contraintes maximales de cisaillement pour la deuxième portion des plaques sont de 0,84 MPa pour la poutre PC1C, 0,95 MPa pour PC1L, 1,30 MPa pour PC2C, 1,05 pour PC2L et 1,34 MPa pour PC3C. C'est la valeur finale pour ces poutres. On n'a pas de courbe pour cette deuxième phase pour la poutre PC3L. La contrainte maximale pour la troisième zone est de 0,98 Mpa pour PC2L et 1,74 pour PC3L. C'est aussi la valeur finale à la rupture pour ces poutres. On remarque par ailleurs que les contraintes de cisaillement maximales à la rupture dans les plaques de carbone sont plus faibles que dans les plaques de verre.

5.8 Longueurs de transfert initiales

Comme on l'a défini au paragraphe 5.6, la région de transfert initiale est la zone dans laquelle seules les jauges près du centre des poutres mesurent des déformations non nulles, au début du chargement. On a défini aussi la longueur de transfert initiale comme étant la longueur de la plaque nécessaire pour que les déformations s'annulent au début des essais.

TABLEAU 5.6 : CONTRAINTES DE CISAILLEMENT MAXIMALES POUR LES
DIFFÉRENTES PHASES

Poutre	Contrainte de cisaillement maximale (MPa)		
	1 ^{ère} zone	2 ^{ème} zone	3 ^{ème} zone
PV1C	0,11	1,49	----
PV1L	1,44	1,93	1,60
PV2C	0,09	1,06	2,24
PV2L	0,05	1,02	2,67
PV3C	0,04	0,69	2,51
PV3L	----	1,88	1,49
PC1C	0,25	0,84	----
PC1L	----	0,95	----
PC2C	0,82	1,30	----
PC2L	0,43	1,05	0,98
PC3C	0,77	1,34	----
PC3L	0,64	----	1,74

C'est par exemple 320 mm atteint par la courbe de décroissance exponentielle de 9,4 kN dans le cas de la poutre PV1C de la figure 5.36.

Le tableau 5.7 présentent les longueurs de transfert initiales pour les différentes poutres. On remarque que toutes les longueurs de transfert initiales ont à peu près la même valeur d'environ 320-330 mm, à l'exception de la poutre PV3L qui a une longueur de 500 mm.

Pour les poutres avec renforcement en fibres de verre, les plaques courtes ont une longueur de transfert plus petite que les plaques longues. Ce résultat est surprenant car les longueurs de transfert ne devraient pas être affectées par la longueur des plaques mais plutôt par leur épaisseur. Cette longueur est de 320 mm pour la poutre PV1C et 260 mm pour les

poutres PV2C et PV3C. Les plaques longues ont une longueur de transfert initiale de 330 mm. La même remarque est valable aussi pour les poutres avec renforcement en fibres de carbone. Les plaques courtes ont toutes une longueur de transfert initiale de 320 mm alors que pour les plaques longues ces longueurs sont toutes de 330 mm.

Tableau 5.7 : LONGUEURS DE TRANSFERT INITIALES

Poutre	Longueur de transfert initiale (mm)	Poutre	Longueur de transfert initiale (mm)
PV1C	320	PC1C	320
PV1L	330	PC1L	330
PV2C	260	PC2C	320
PV2L	330	PC2L	330
PV3C	260	PC3C	320
PV3L	500	PC3L	330

5.9 Conclusion

D'après les observations générales sur les essais on remarque que la rupture finale des poutres renforcées par des plaques en PRF est la même dans tous les cas. Elle est causée par le décollement de la plaque de renforcement. En général, ce décollement commence sous l'un des points de chargement, où il y a ouverture de fissures de cisaillement-flexion, et se propage vers l'appui le plus proche et vers le centre de la poutre renforcée.

Les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre ont eu un gain de résistance en flexion maximal, par rapport à la poutre de contrôle PC2, de 105 % dans le cas de la poutre PV3L. C'est d'ailleurs le plus important de tous les essais. Les poutres renforcées par des

plaques en fibres de carbone ont eu un gain de résistance en flexion maximal de 96,3 % dans le cas de la poutre PC3L.

Les distributions des déformations le long des plaques de renforcement ont montré trois types de tendances décroissantes en fonction du niveau de chargement. D'abord, une décroissance exponentielle des déformations le long de la plaque de renforcement au début du chargement. Ensuite, une décroissance de type bilinéaire, donc moins rapide, des déformations. La valeur finale des déformations au bout des plaques de renforcement lors de cette phase est presque nulle. Finalement, on observe une décroissance bilinéaire qui se caractérise par des valeurs finales de déformations non nulles au bout des plaques de renforcement.

Toutes les courbes des contraintes de cisaillement le long des plaques de renforcement mettent en évidence le même phénomène. D'abord, la région située près du centre de la plaque subit les plus grandes contraintes de cisaillement. Ces contraintes augmentent jusqu'à une valeur maximale pour ensuite décroître brusquement. Au même moment, c'est la région juste à côté qui reprend le maximum de cisaillement atteint par la première région, après l'avoir suivi. À son tour, cette deuxième région va atteindre une valeur maximale de contrainte pour une valeur donnée de chargement pour ensuite décroître brusquement. La région suivante, s'il y en a, reprend les contraintes, et ainsi de suite jusqu'à la rupture finale de la plaque.

On remarque que seule la longueur de la plaque influence la valeur de la longueur de transfert initiale, et ni le type de PRF ni son épaisseur n'interviennent.

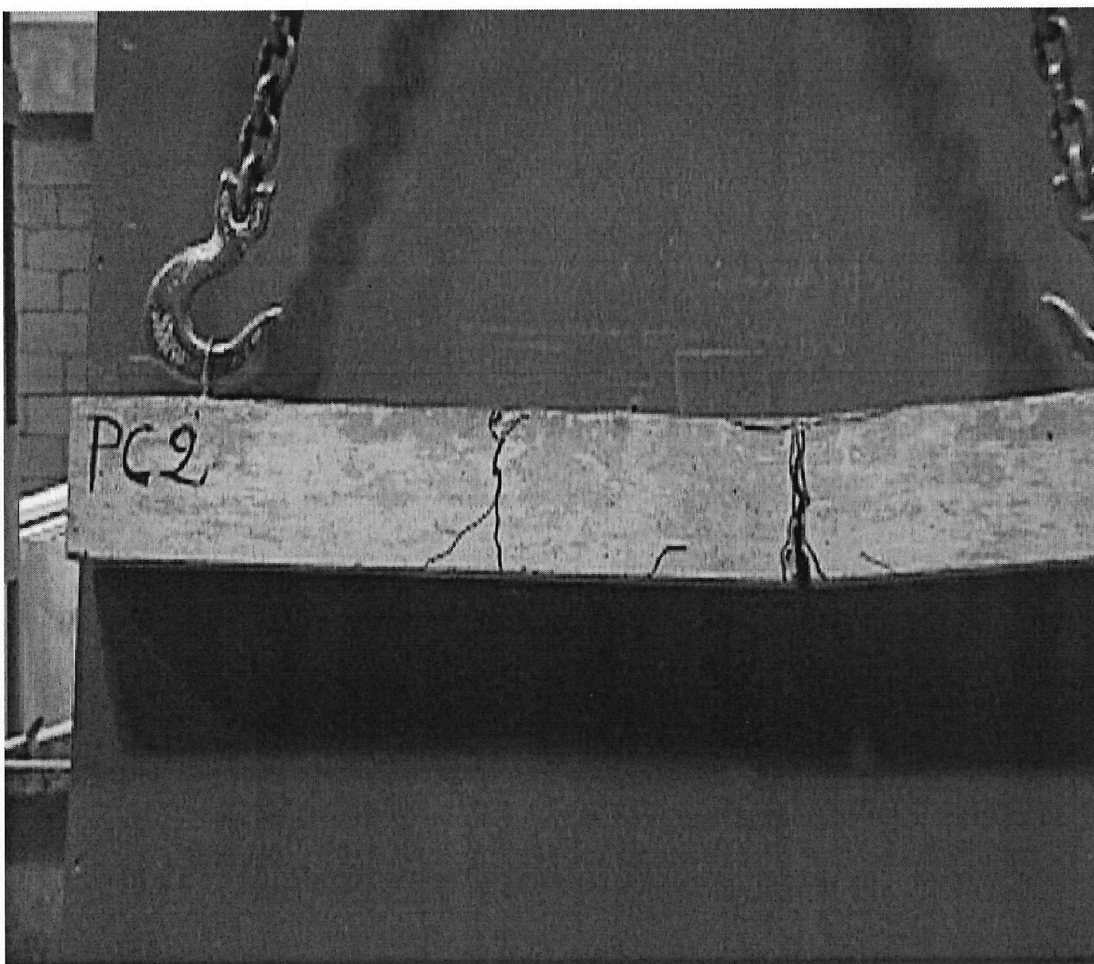


Figure 5.1 : Vue globale de la poutre de contrôle PC2 à sa rupture finale

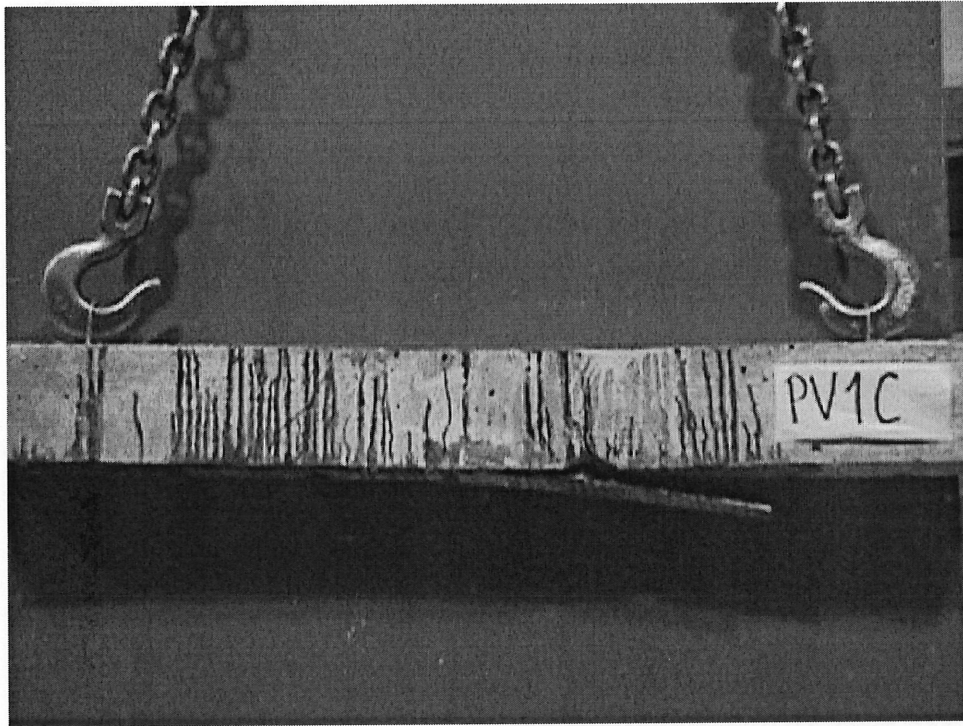


Figure 5.2 : Vue globale de la poutre PV1C à sa rupture finale

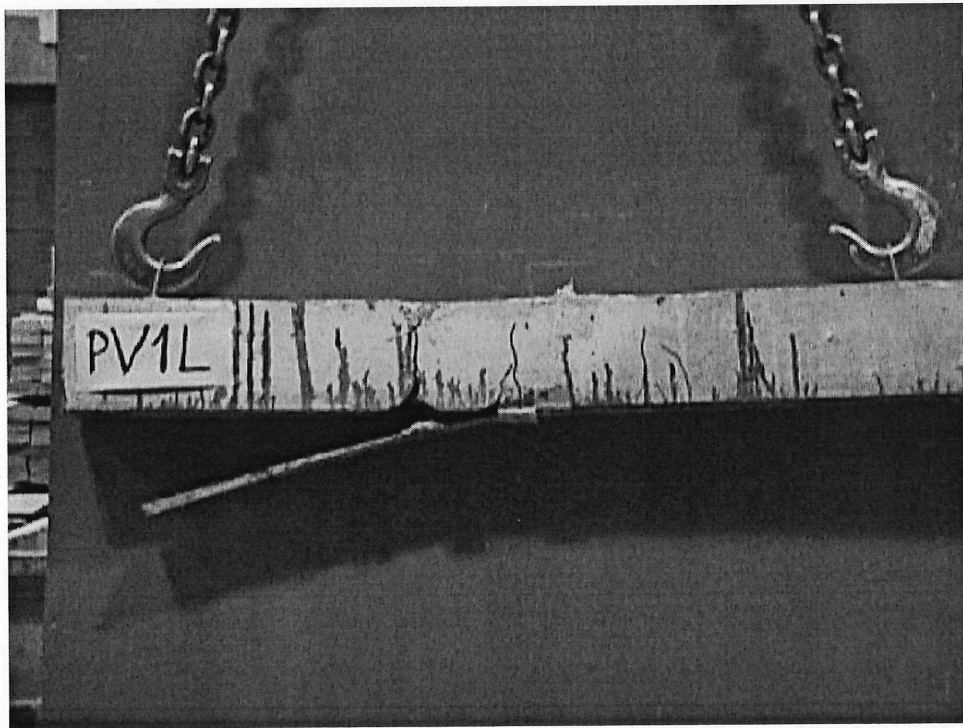


Figure 5.3 : Vue globale de la poutre PV1L à sa rupture finale

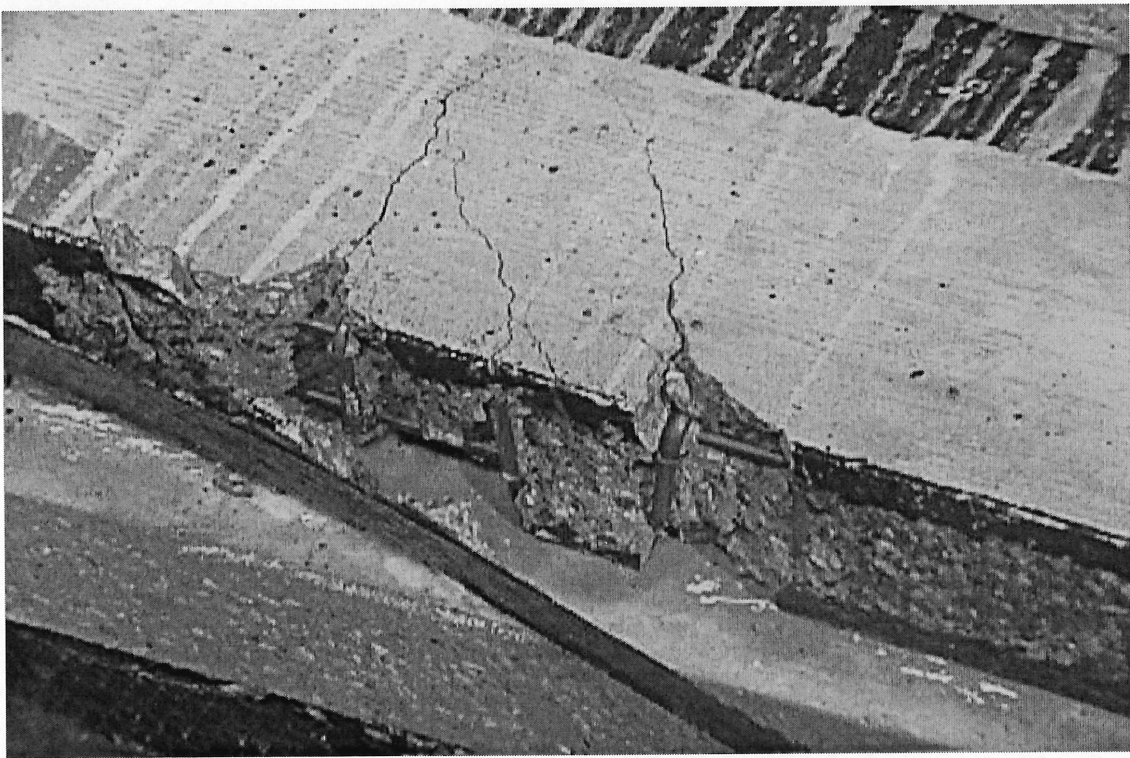
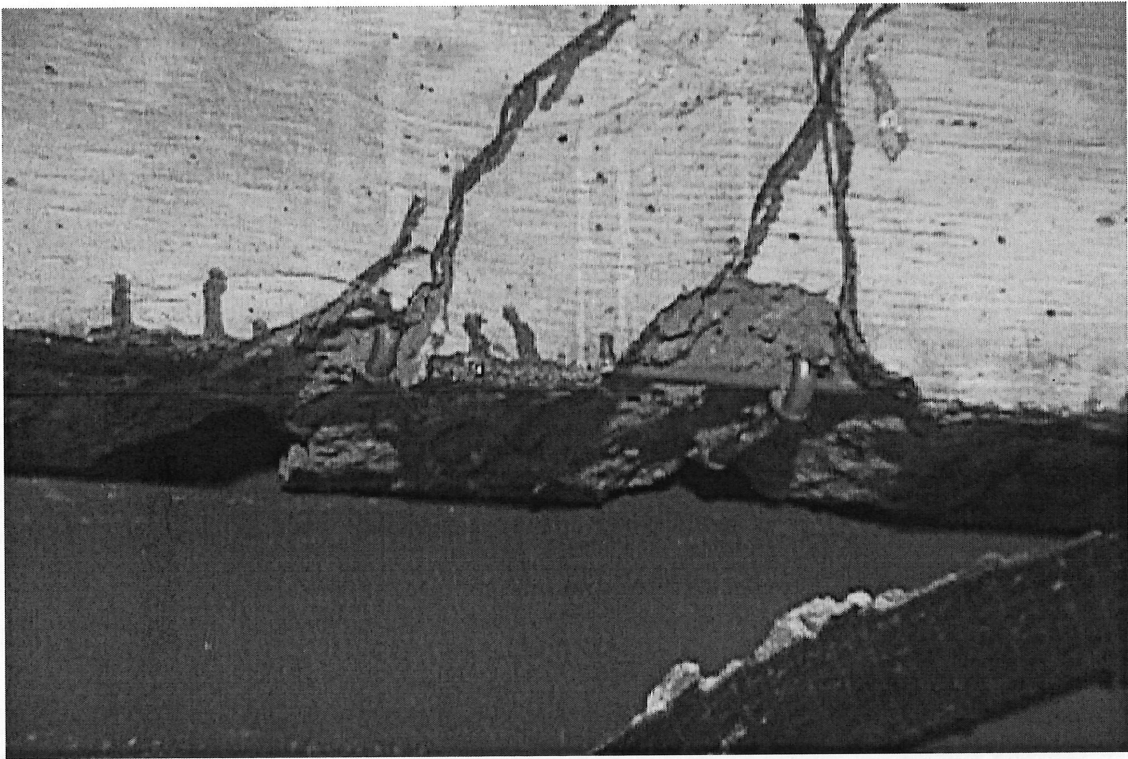


Figure 5.4 : Vue des armatures de tension après arrachement du béton

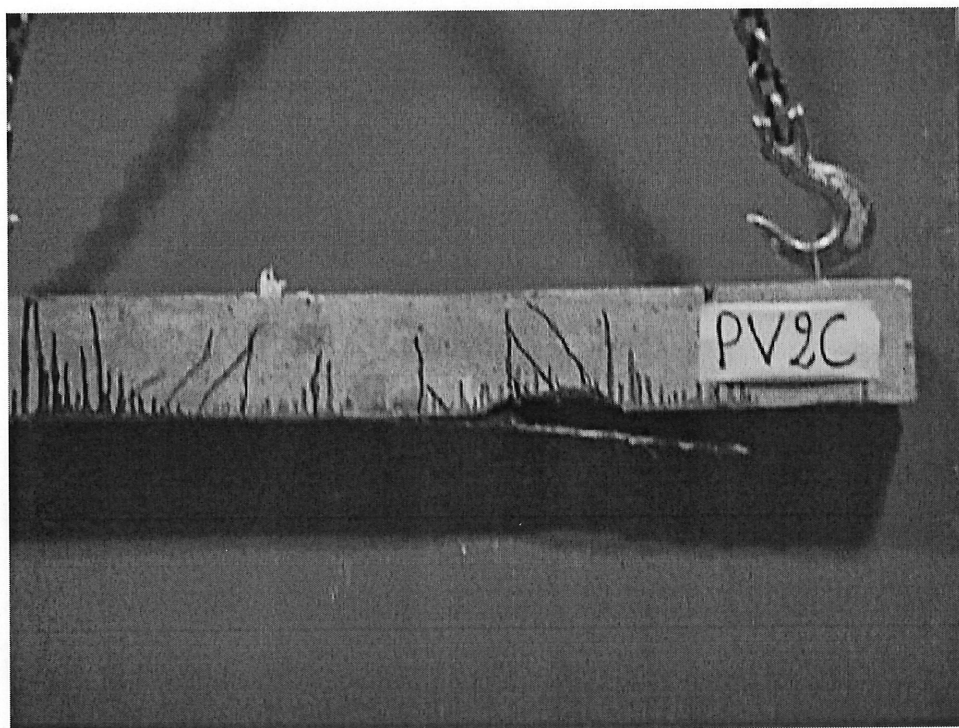


Figure 5.5 : Vue globale de la poutre PV2C à sa rupture finale



Figure 5.6 : Vue globale de la poutre PV2L à sa rupture finale

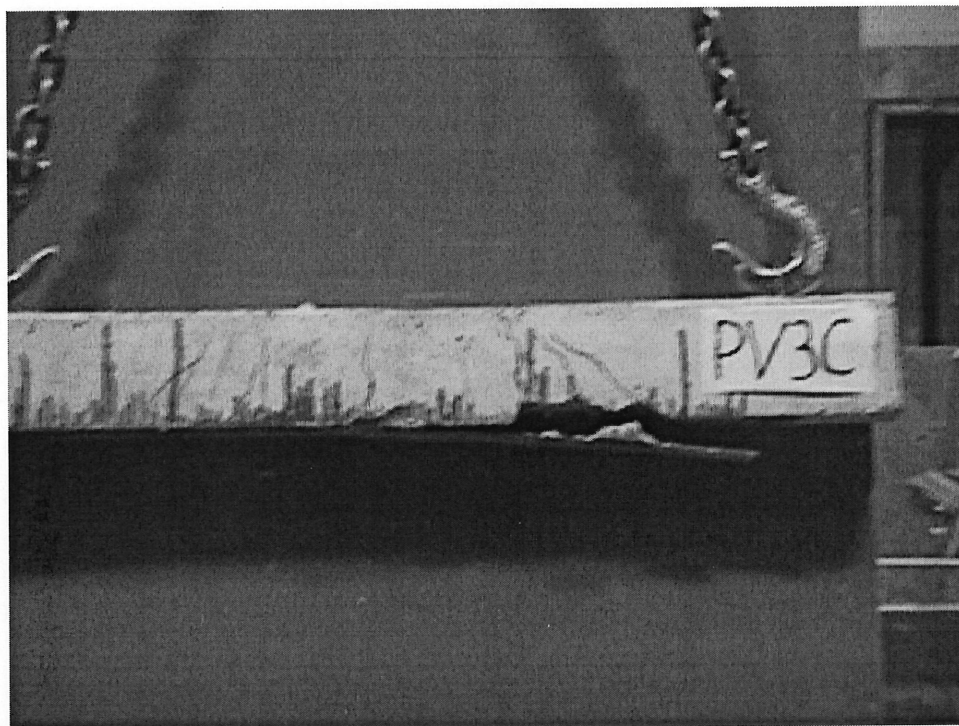


Figure 5.7 : Vue globale de la poutre PV3C à sa rupture finale



Figure 5.8 : Vue globale de la poutre PV3L à sa rupture finale

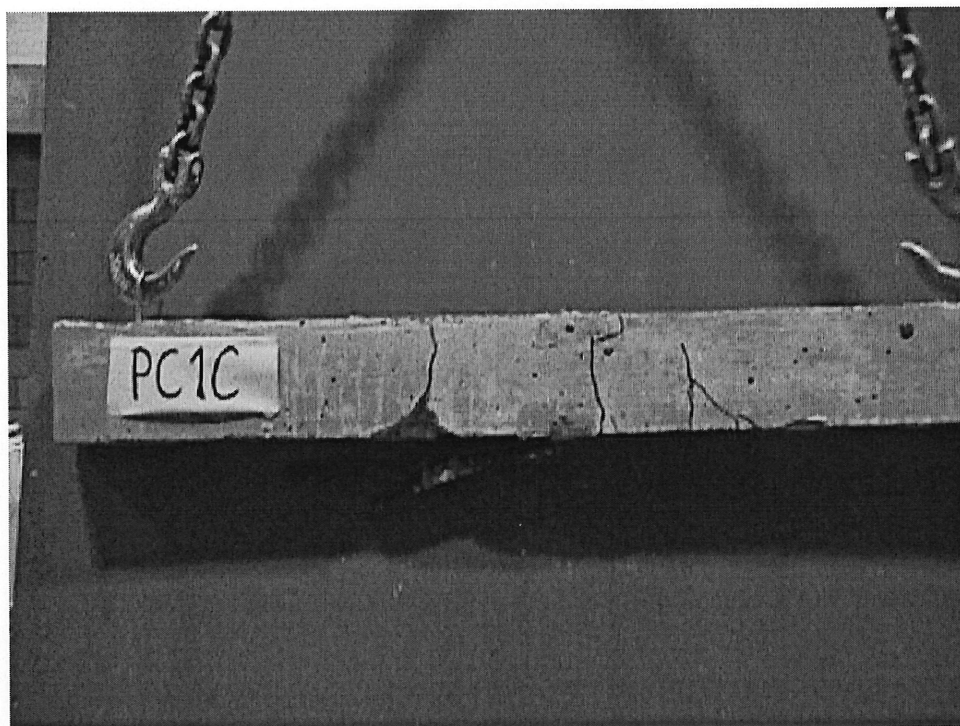


Figure 5.9 : Vue globale de la poutre PC1C à sa rupture finale

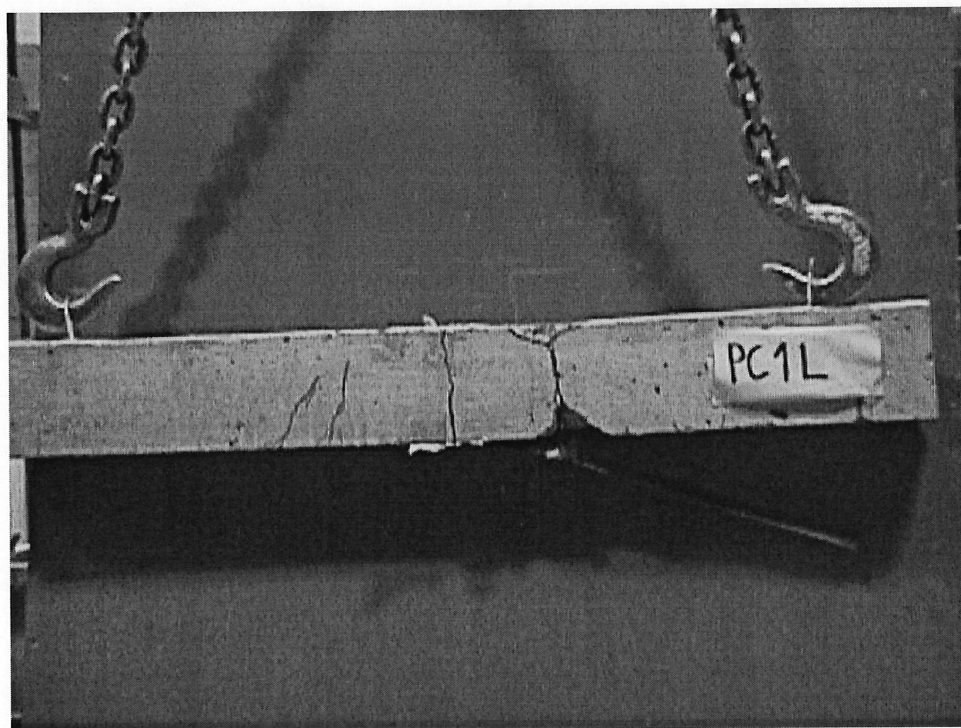


Figure 5.10 : Vue globale de la poutre PC1L à sa rupture finale



Figure 5.11 : Vue globale de la poutre PC2C à sa rupture finale

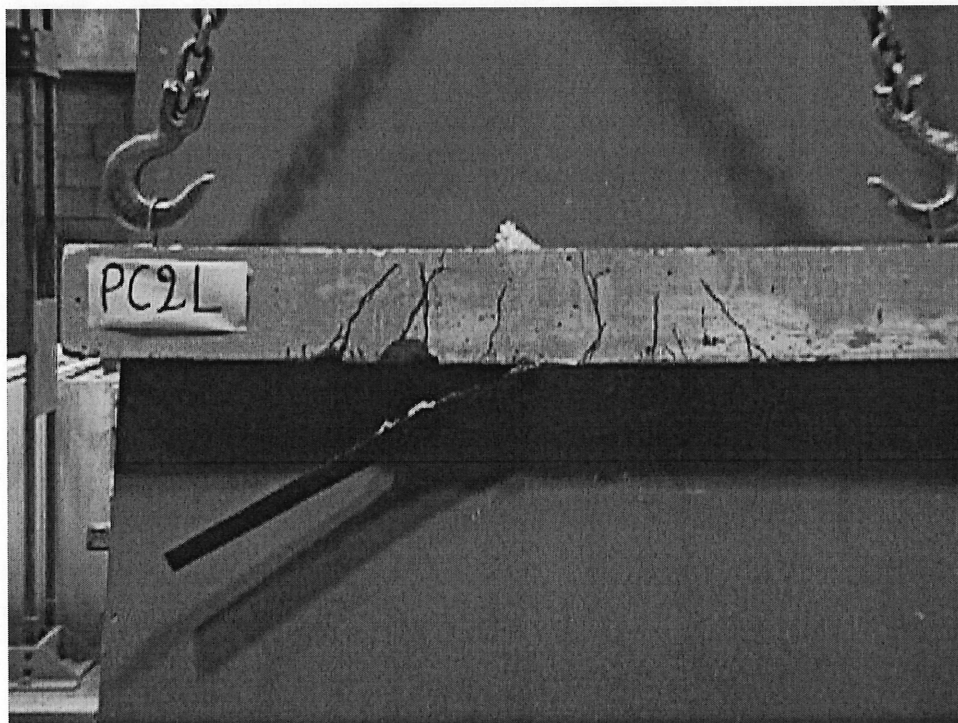


Figure 5.12 : Vue globale de la poutre PC2L à sa rupture finale



Figure 5.13 : Vue globale de la poutre PC3C à sa rupture finale

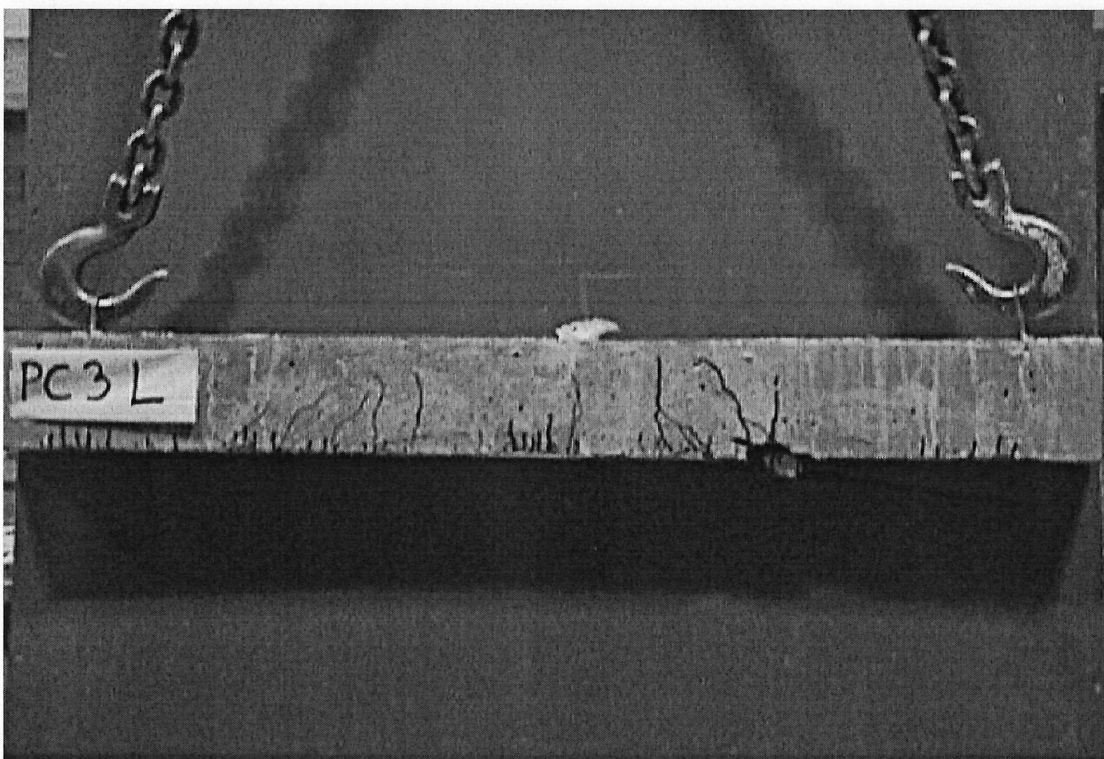


Figure 5.14 : Vue globale de la poutre PC3L à sa rupture finale

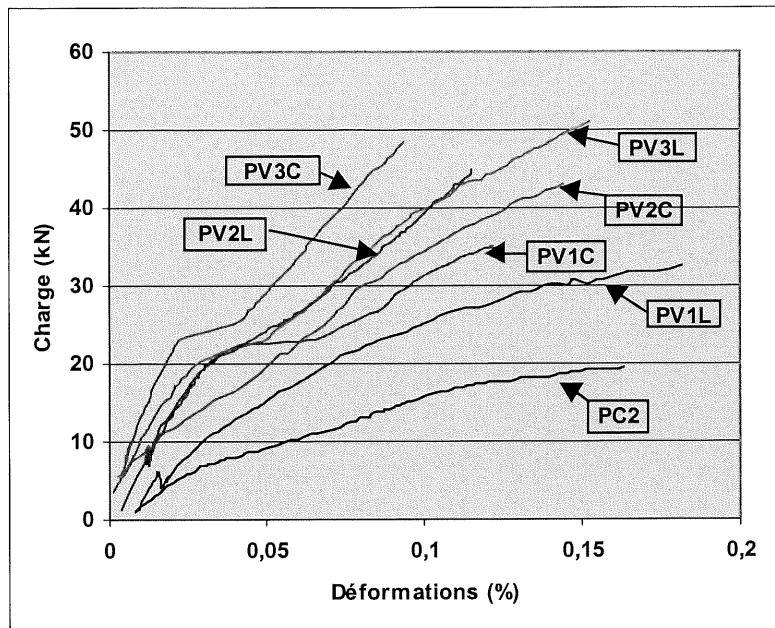


Figure 5.15: Courbes charge-déformation sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre

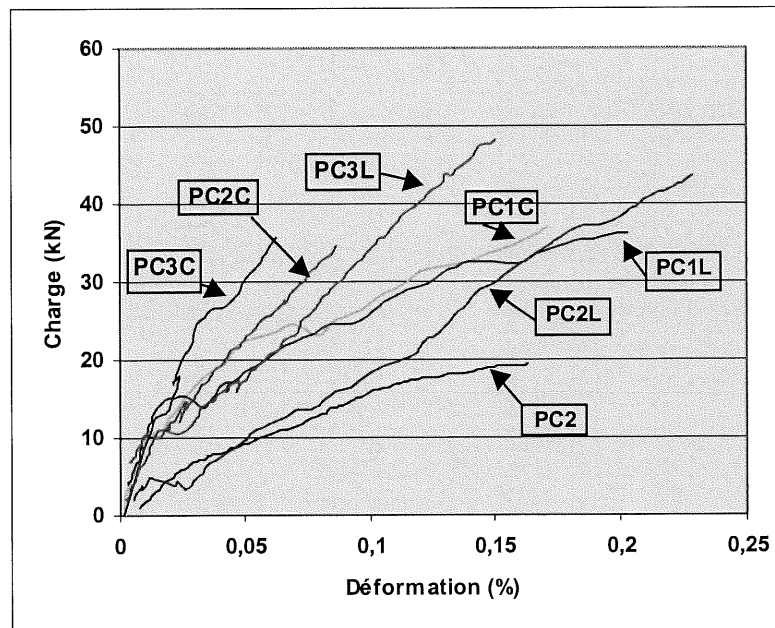


Figure 5.16: Courbes charge-déformation sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone

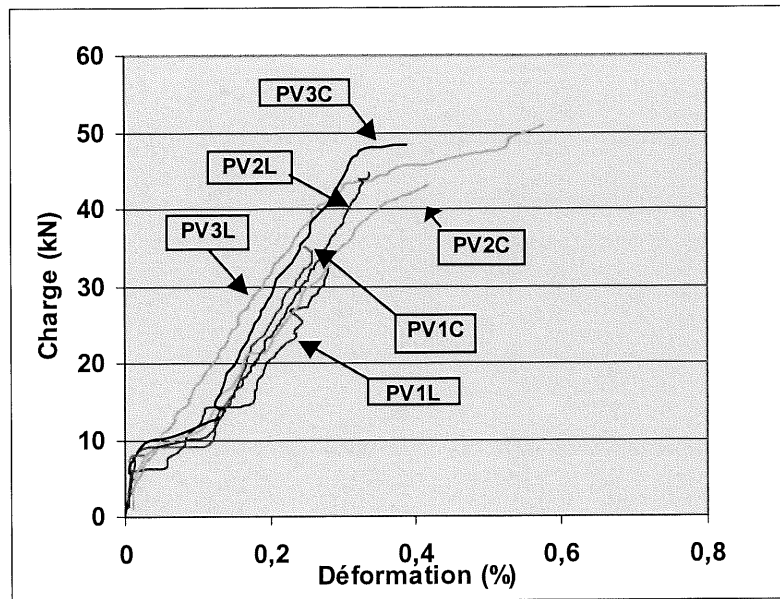


Figure 5.17: Courbes charge-déformation sur les barres d'armatures au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre

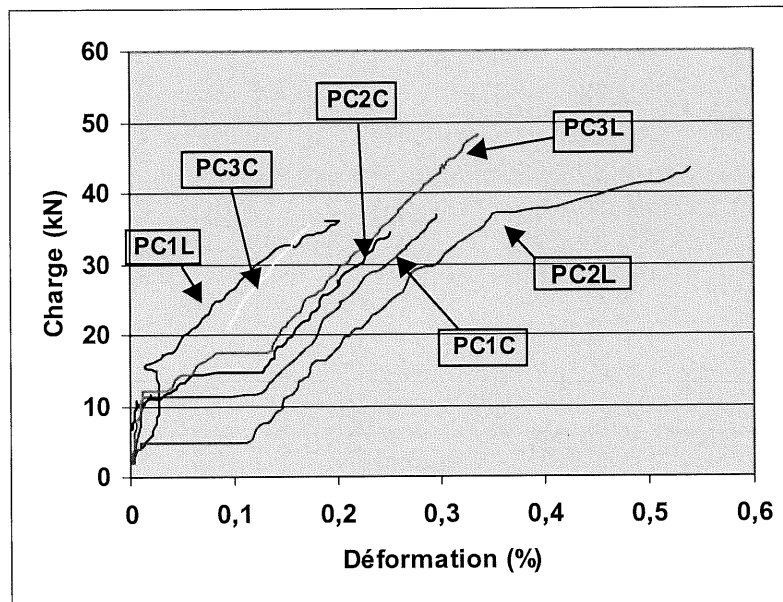


Figure 5.18: Courbes charge-déformation sur les barres d'armatures au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone

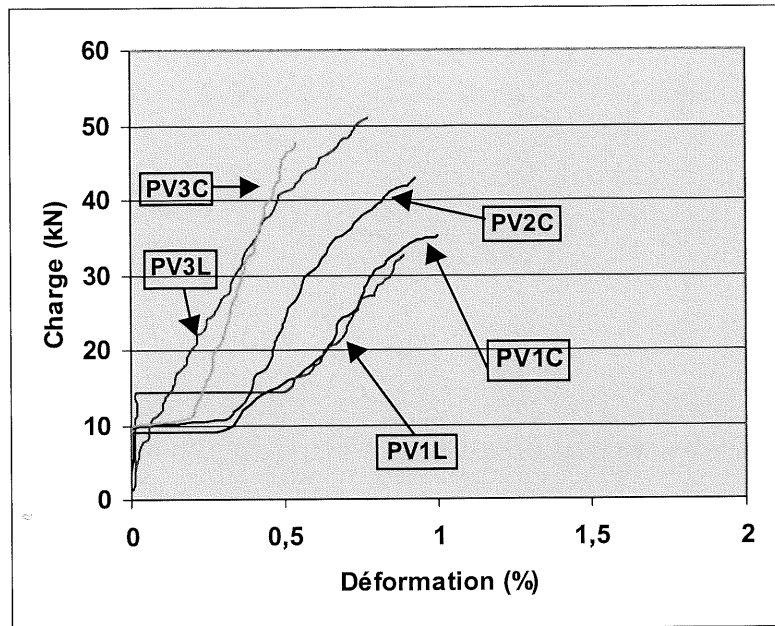


Figure 5.19: Courbes charge-déformation sur le composite au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de verre

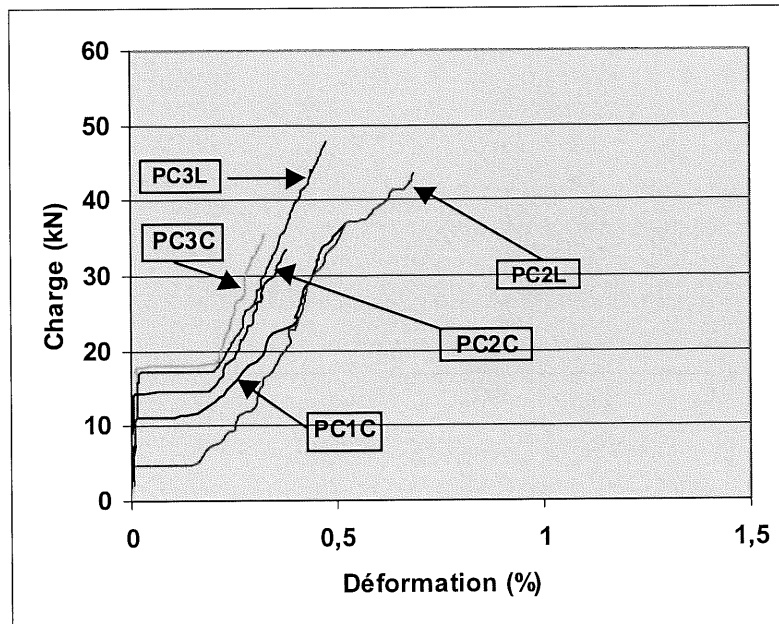


Figure 5.20: Courbes charge-déformation sur le composite au centre des poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone

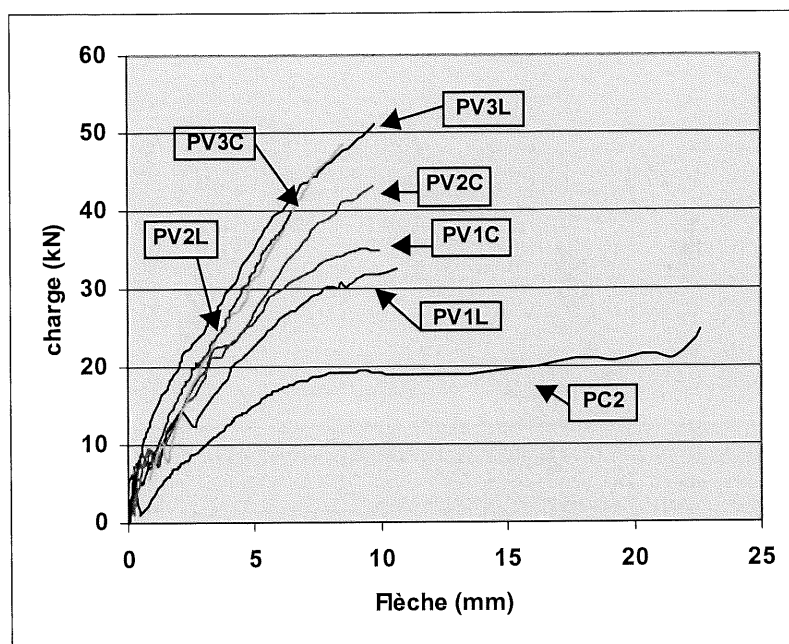


Figure 5.21: Courbes charge-flèche expérimentales pour la poutre PC2 et les poutres renforcées par des plaques en fibres de verre

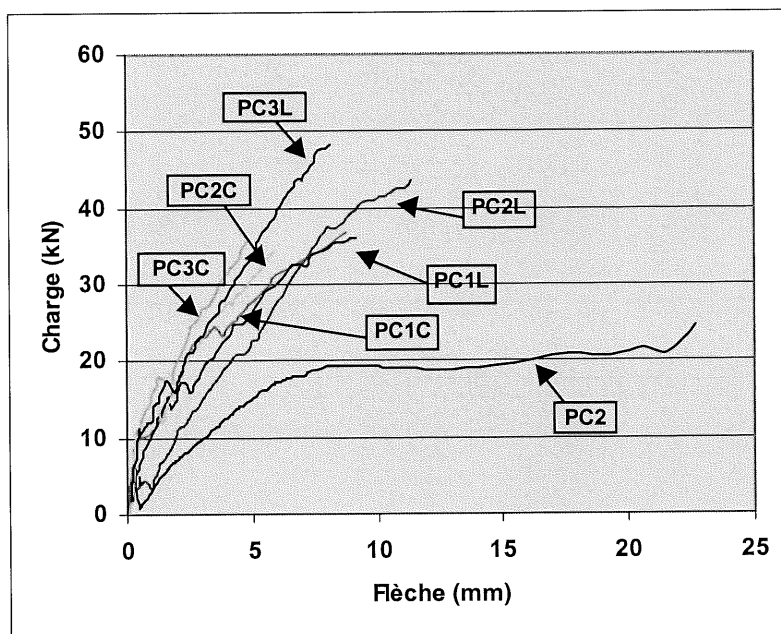


Figure 5.22: Courbes charge-flèche expérimentale pour la poutre PC2 et les poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone

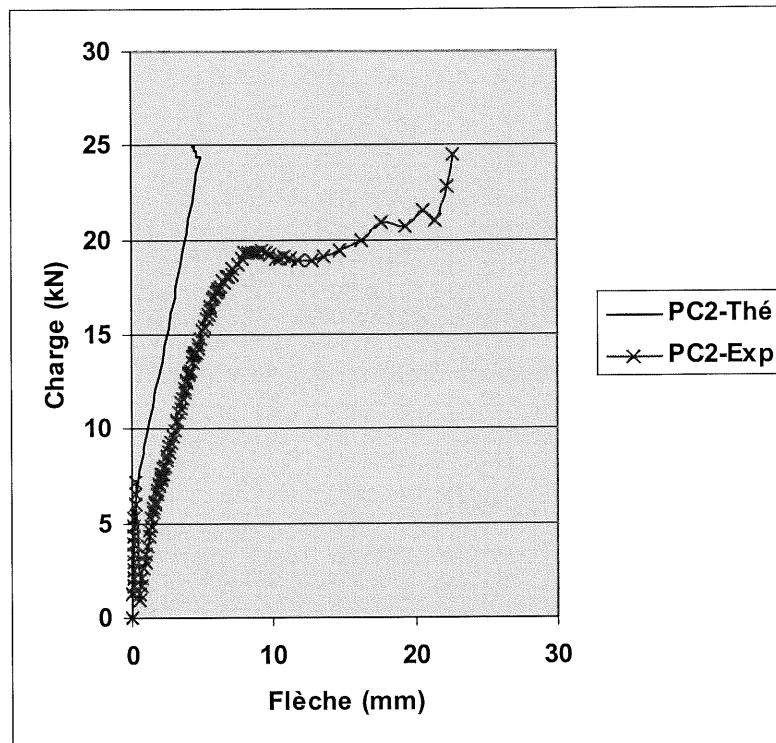


Figure 5.23 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre de contrôle PC2

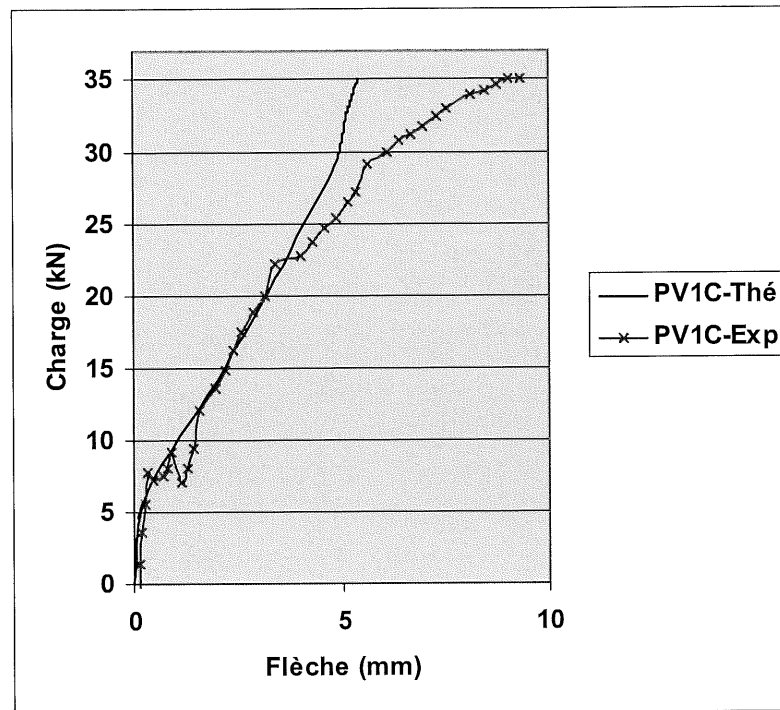


Figure 5.24 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV1C

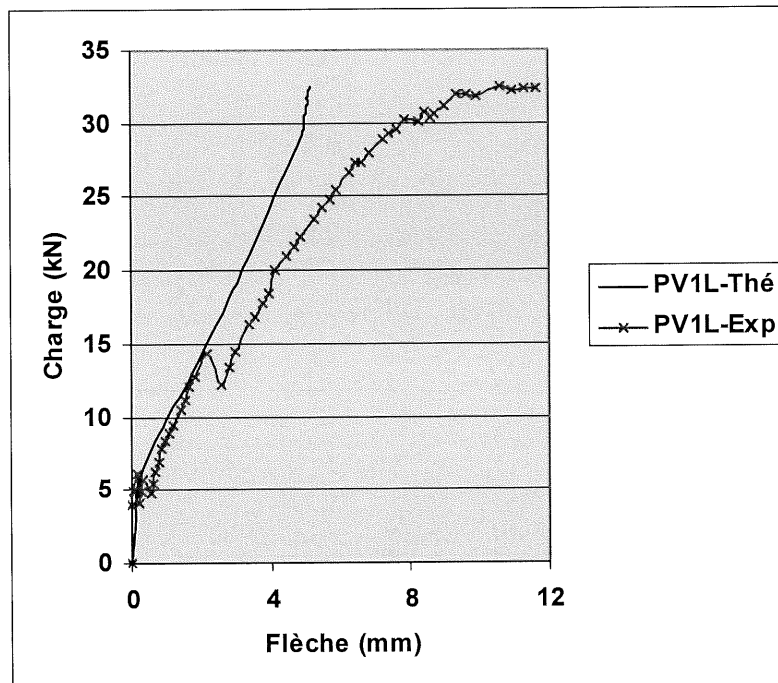


Figure 5.25 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV1L

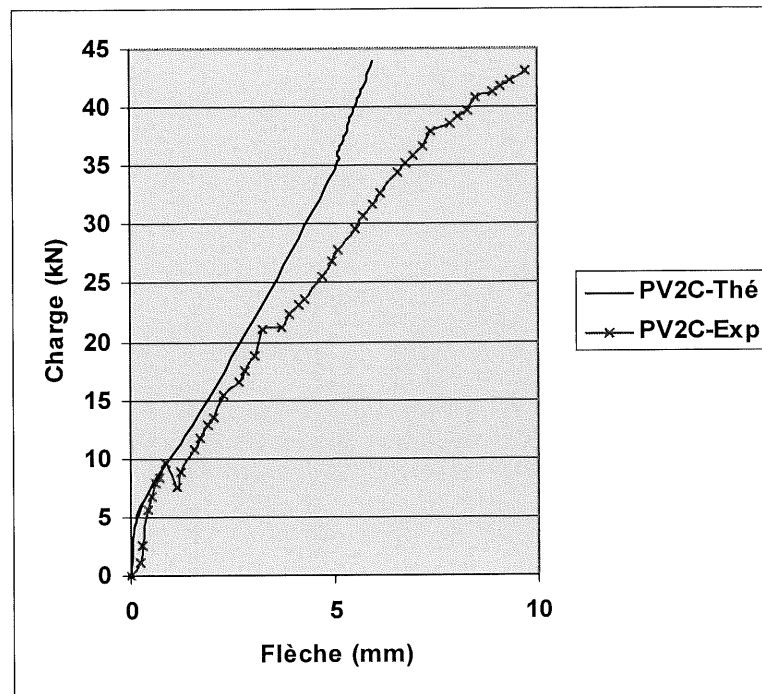


Figure 5.26 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV2C

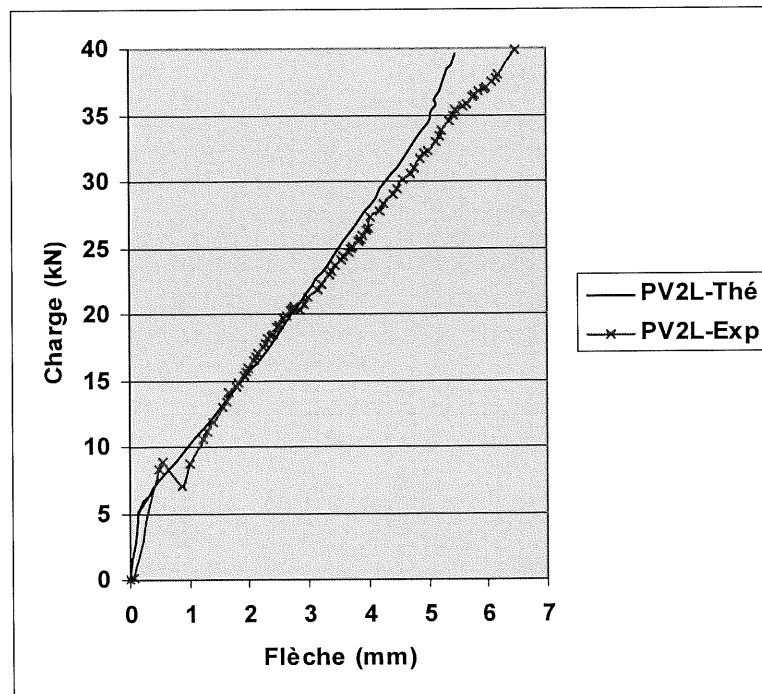


Figure 5.27 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV2L

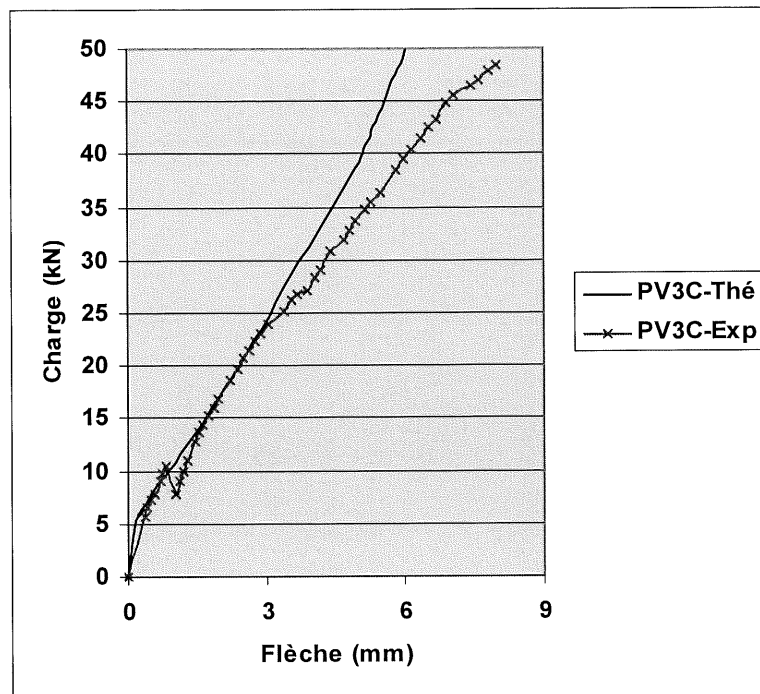


Figure 5.28 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV3C

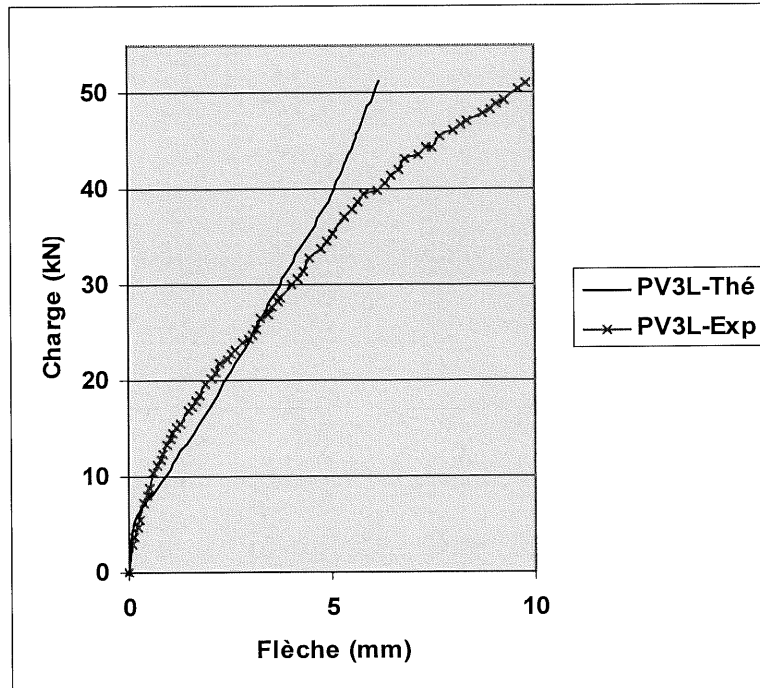


Figure 5.29 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PV3L

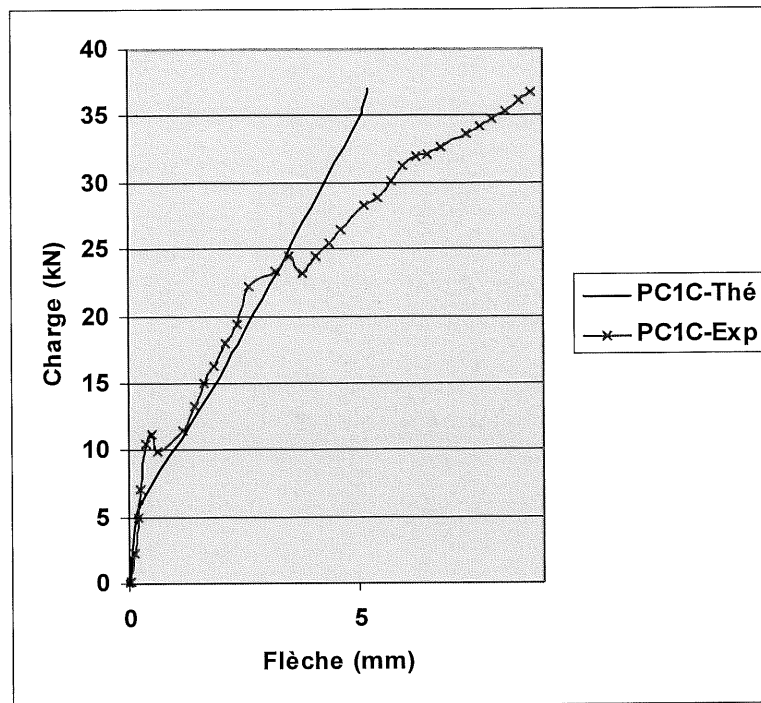


Figure 5.30 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC1C

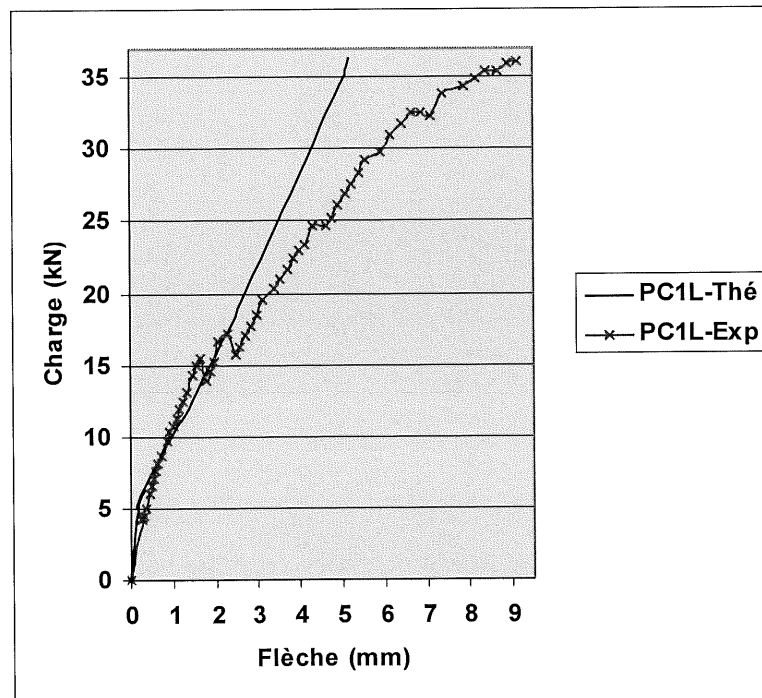


Figure 5.31 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC1L

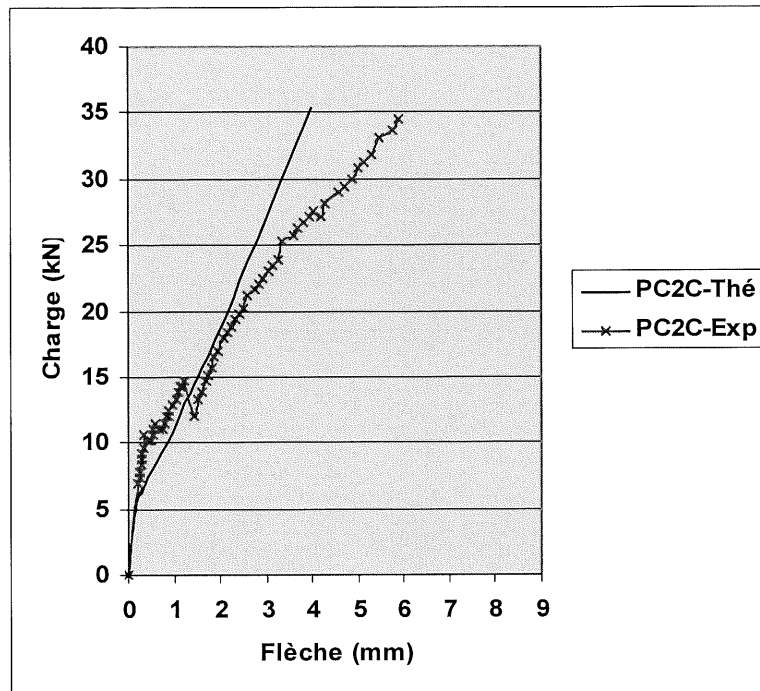


Figure 5.32 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC2C

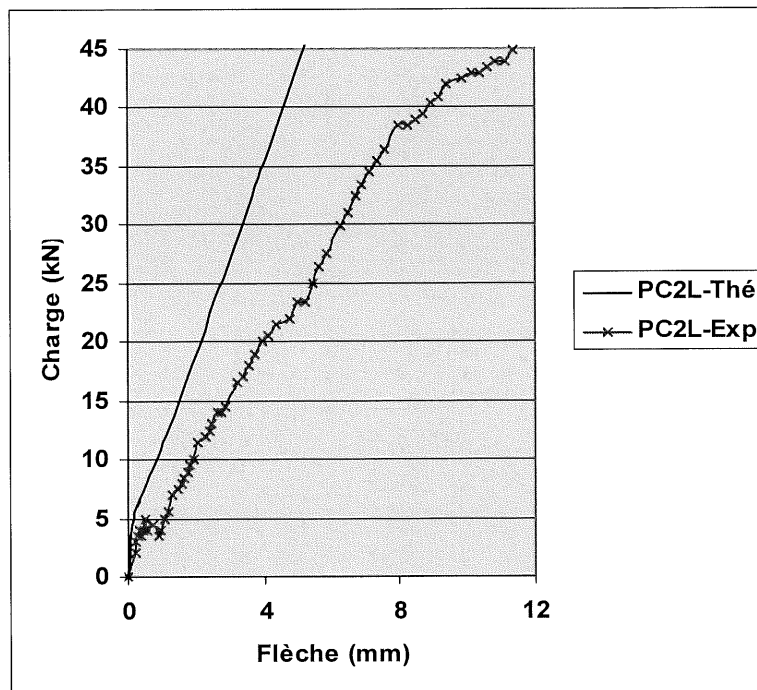


Figure 5.33 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC2L

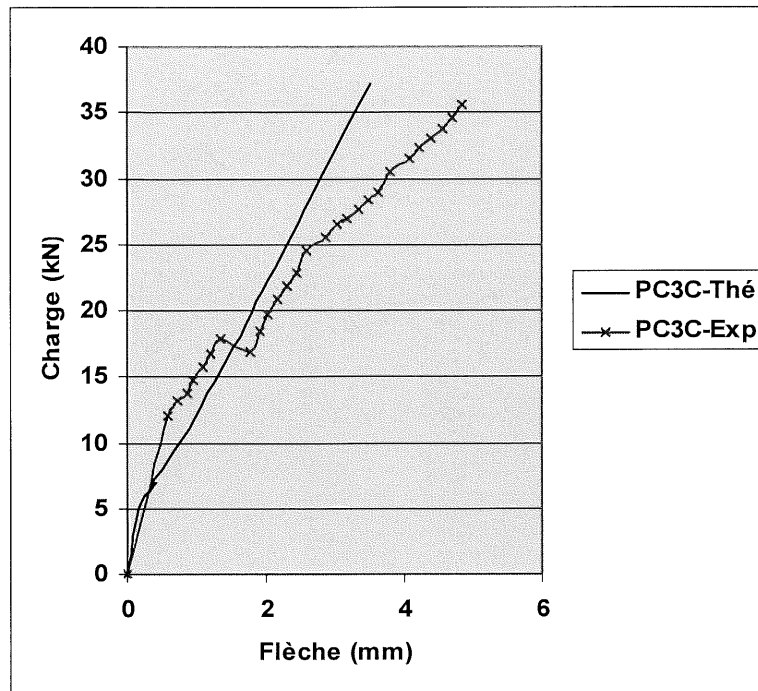


Figure 5.34 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC3C

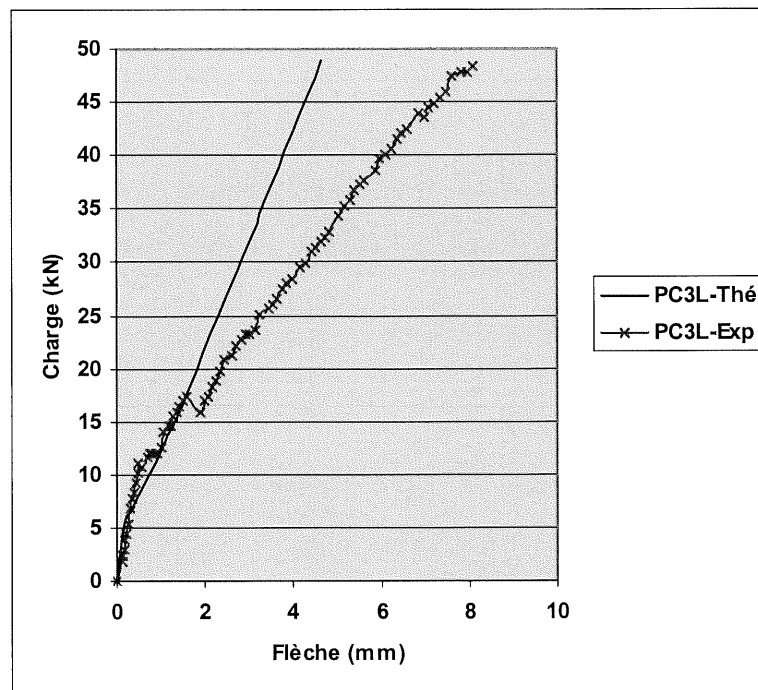


Figure 5.35 : Courbes charge-flèche théorique et expérimentale de la poutre PC3L

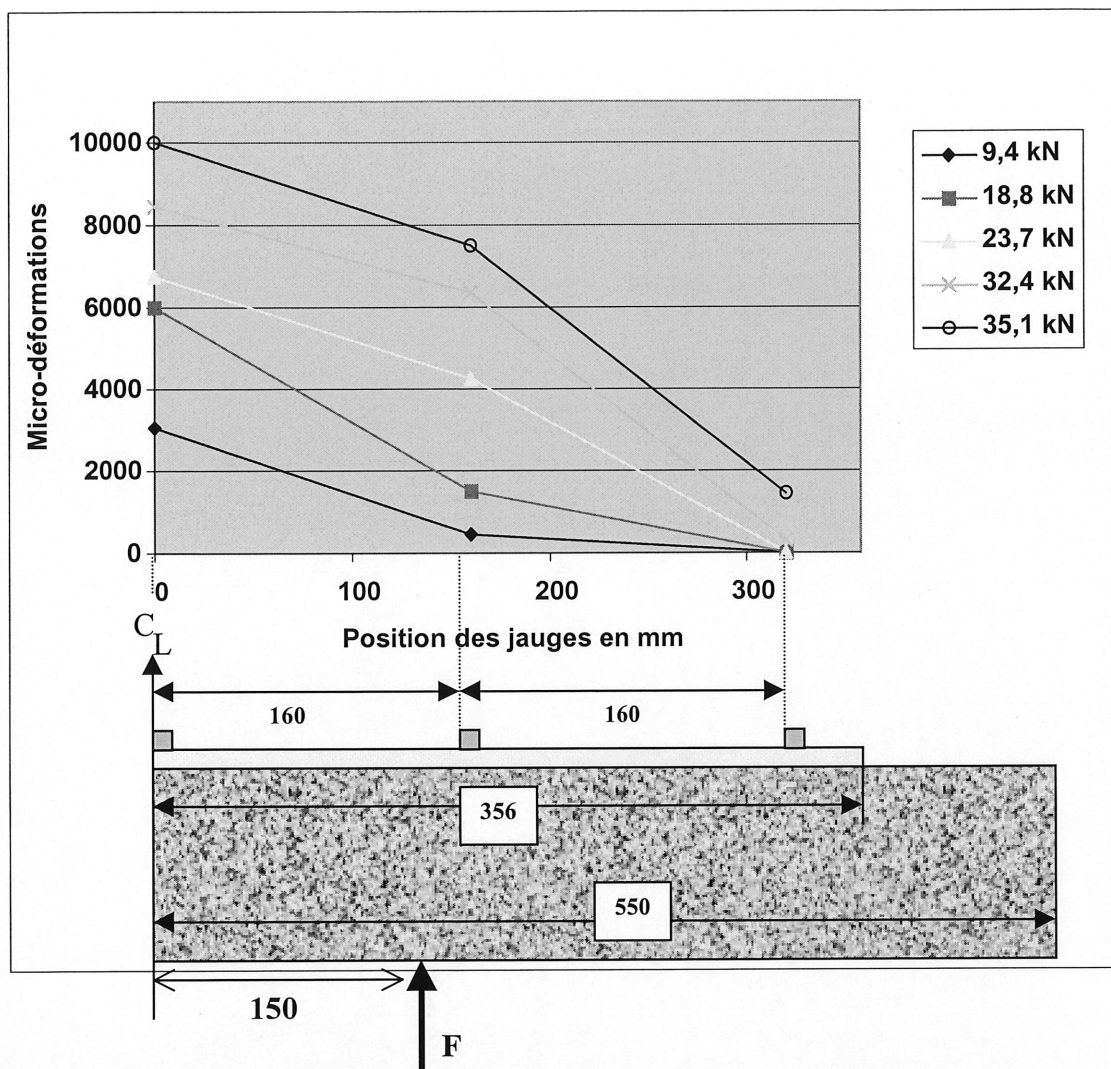


Figure 5.36 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C

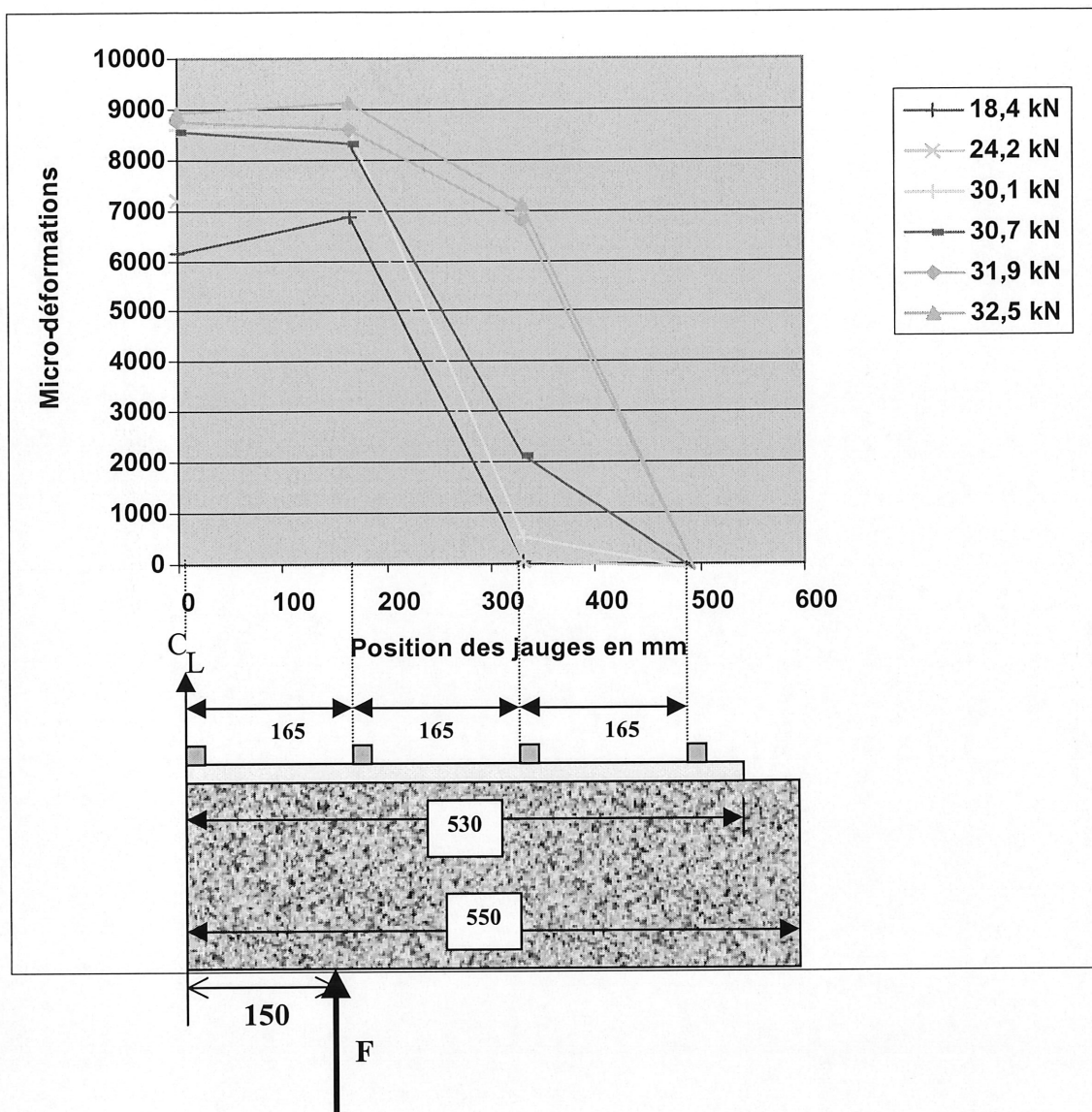


Figure 5.37 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV1L

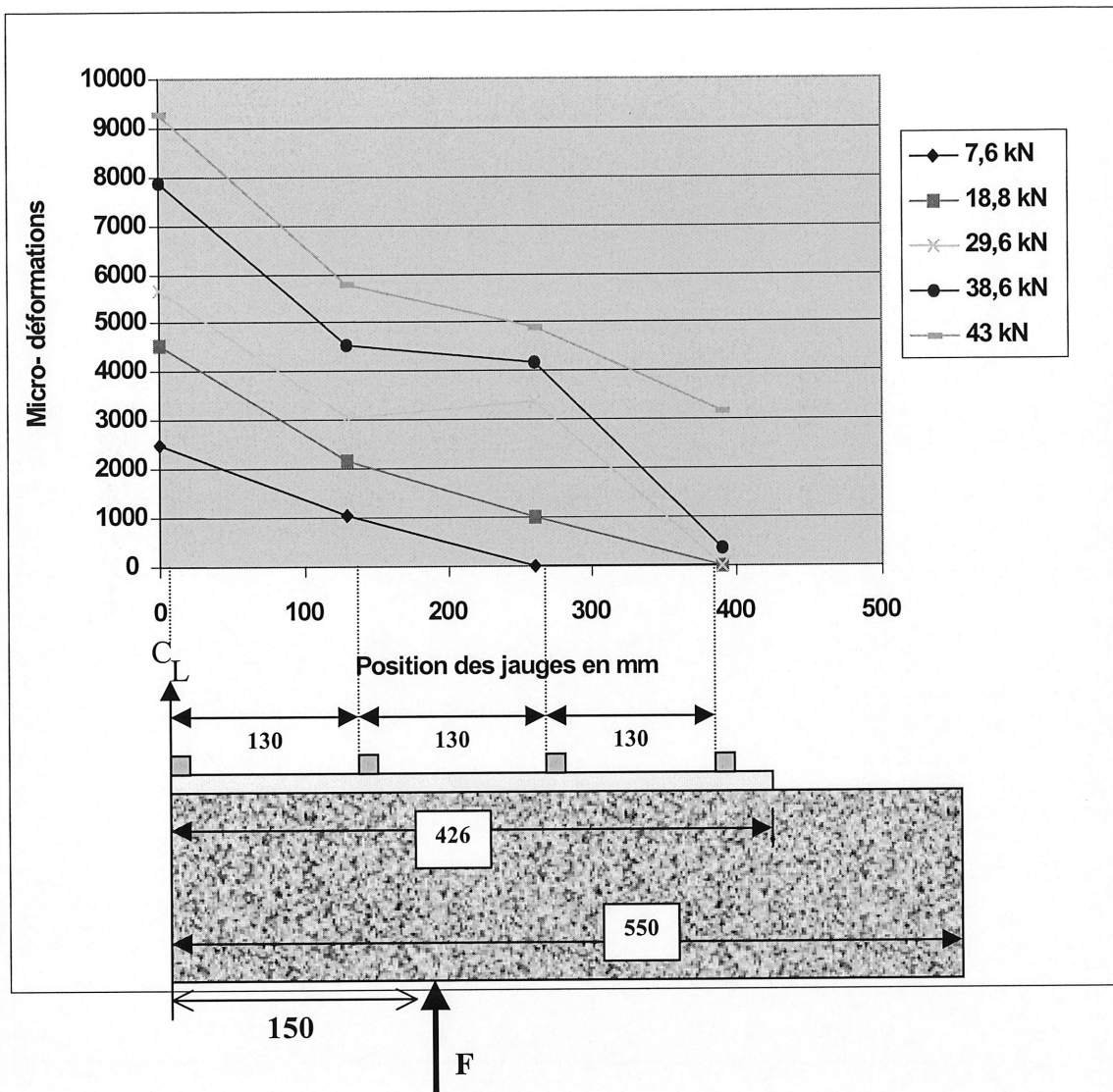


Figure 5.38 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C

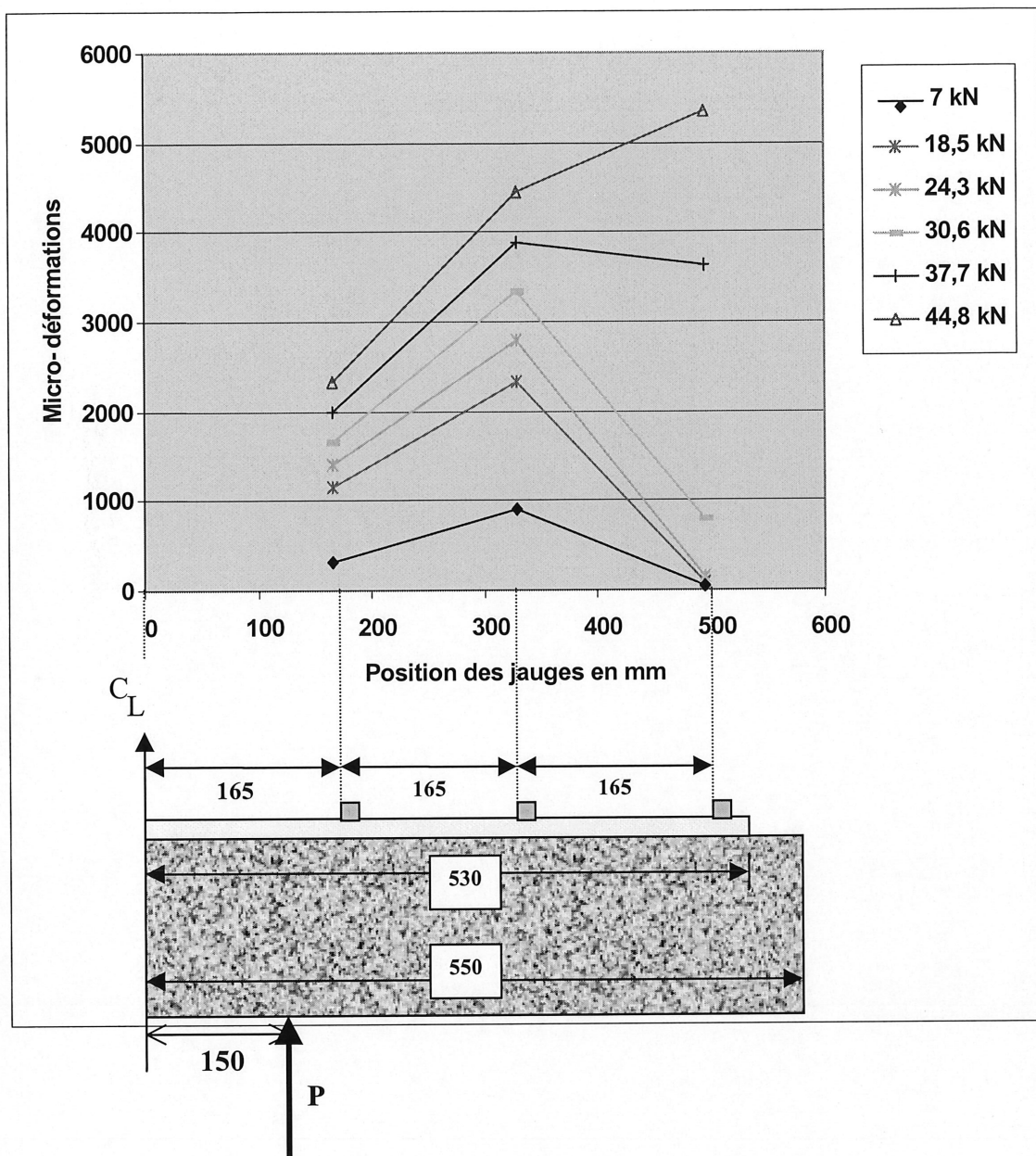


Figure 5.39 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L

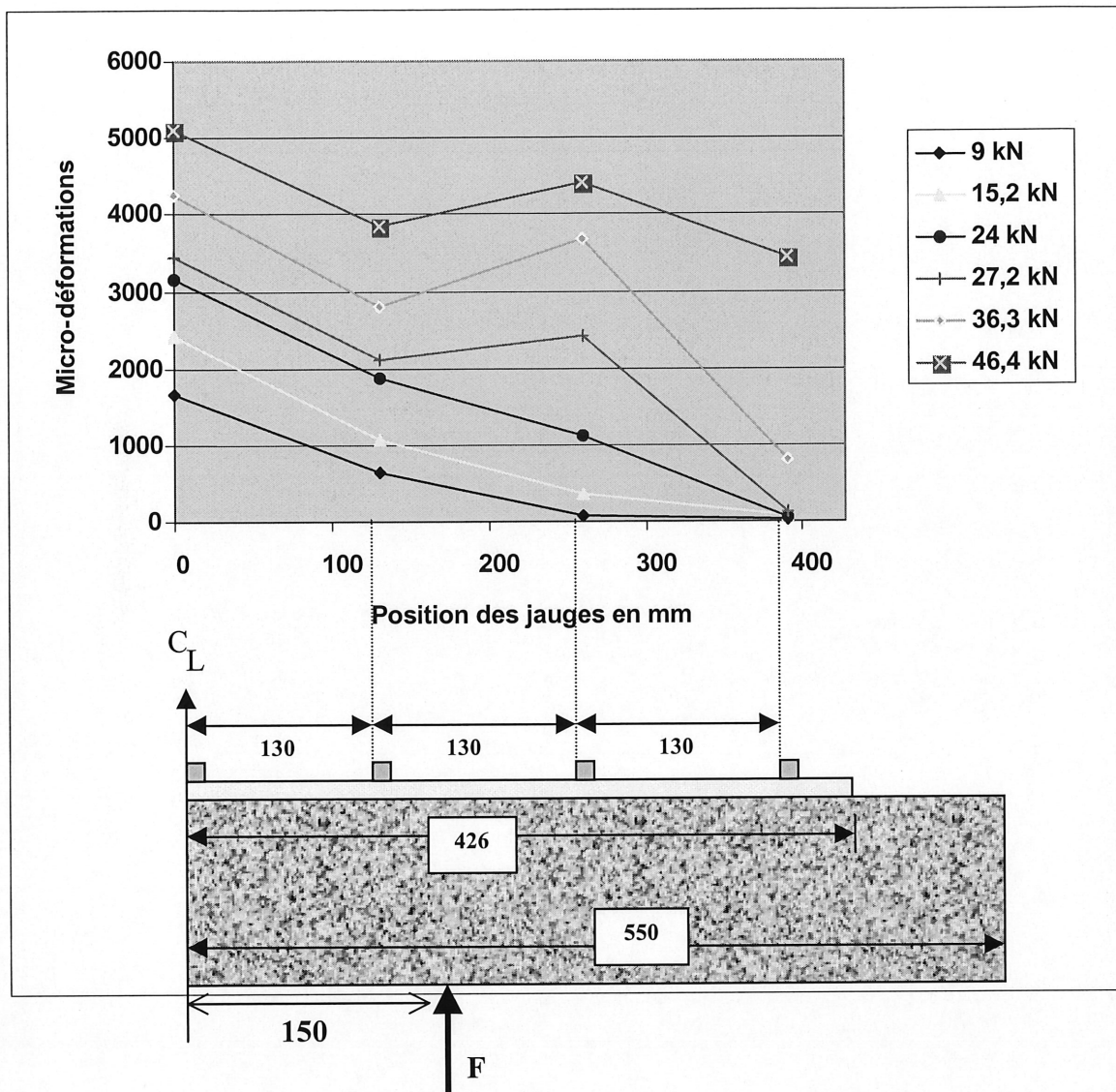


Figure 5.40 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C

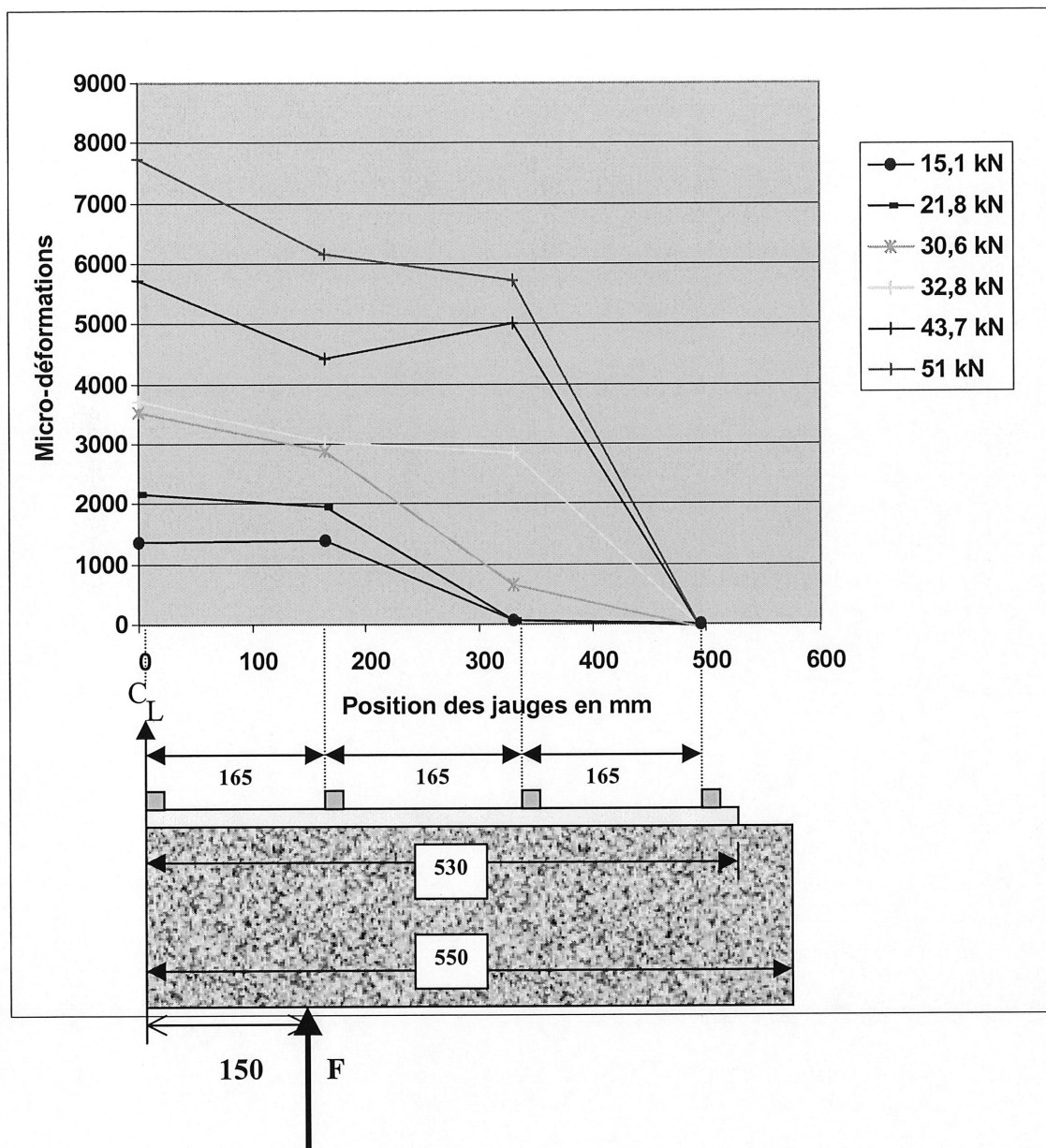


Figure 5.41 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L

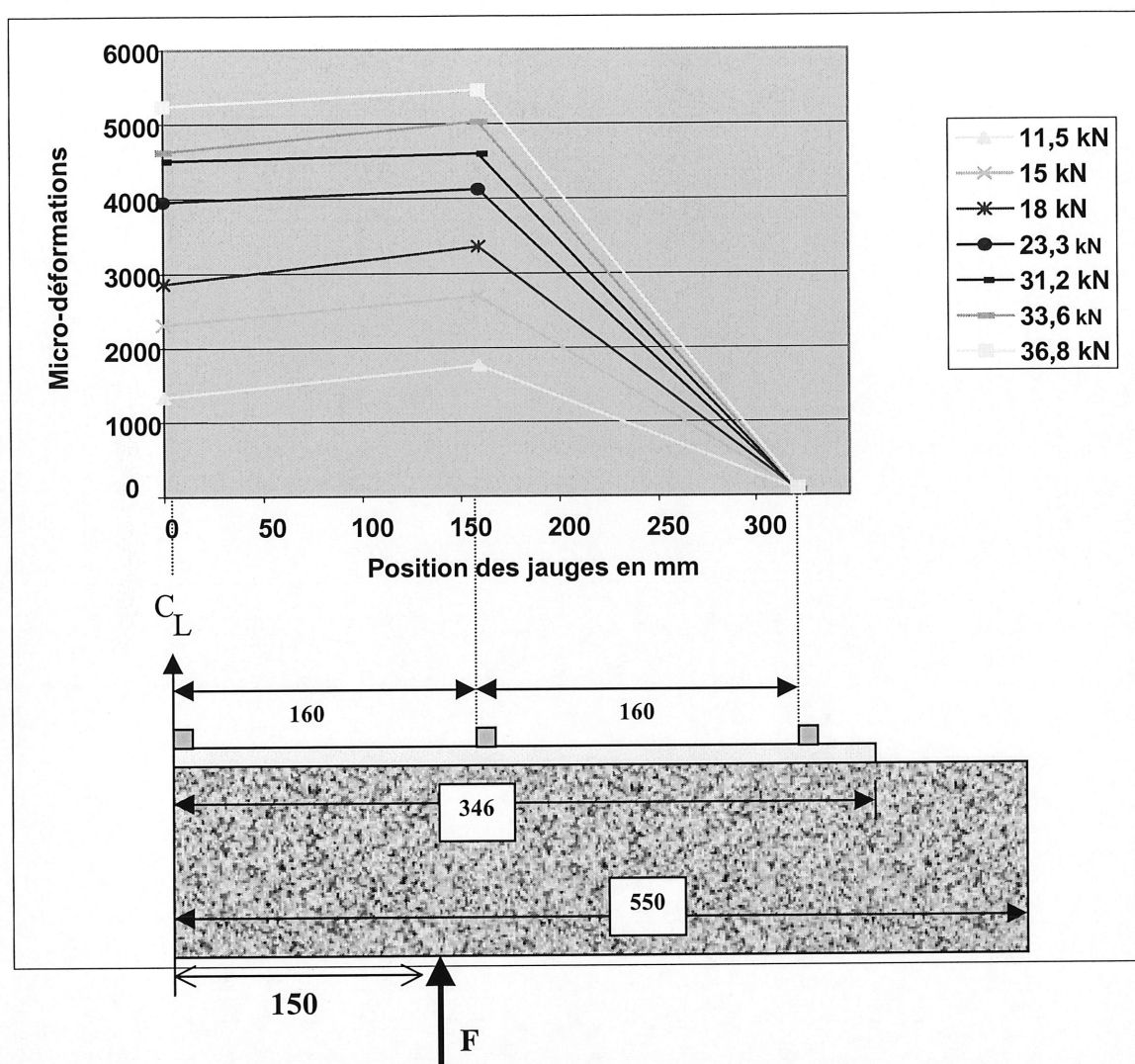


Figure 5.42 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C

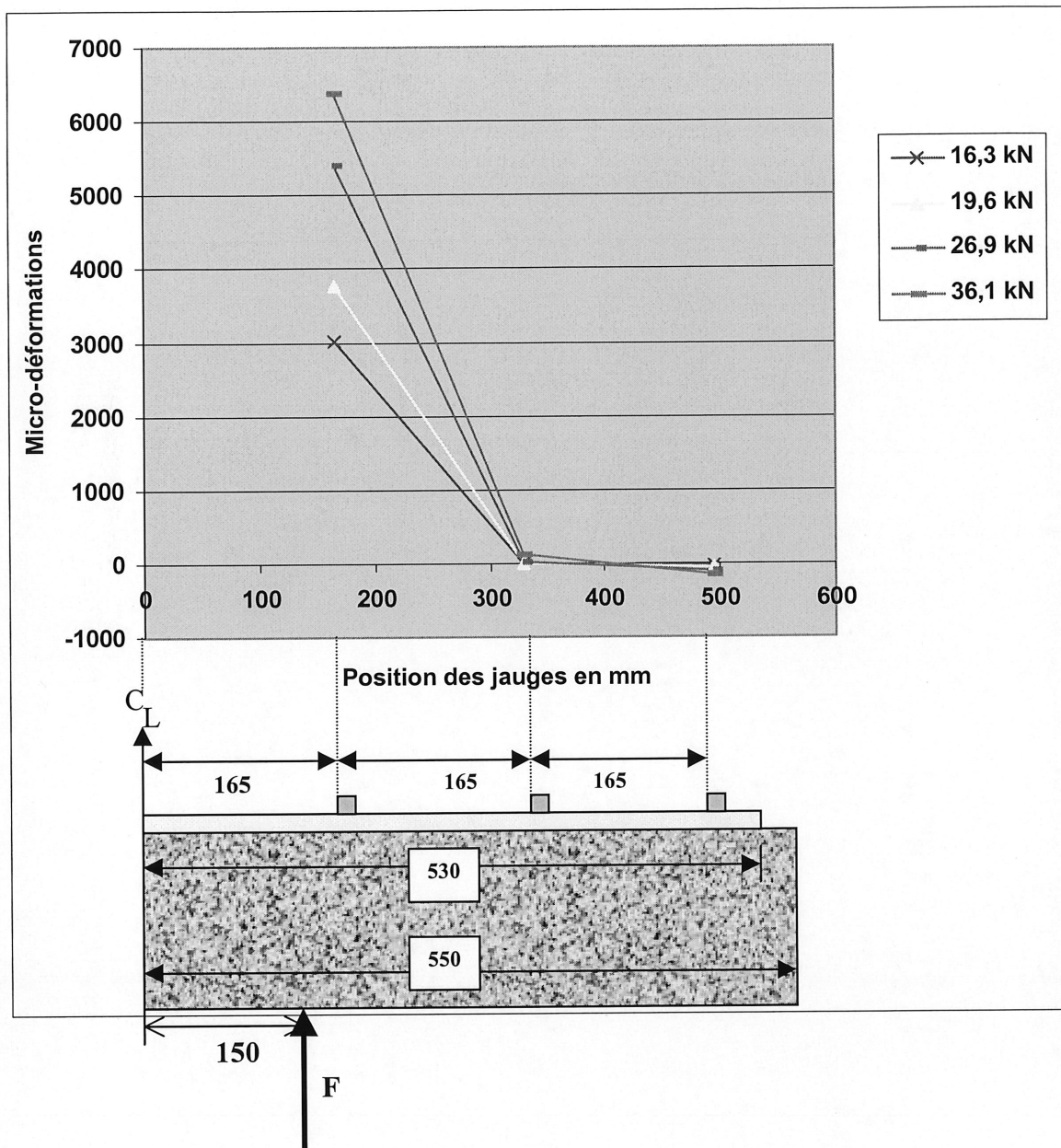


Figure 5.43 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L

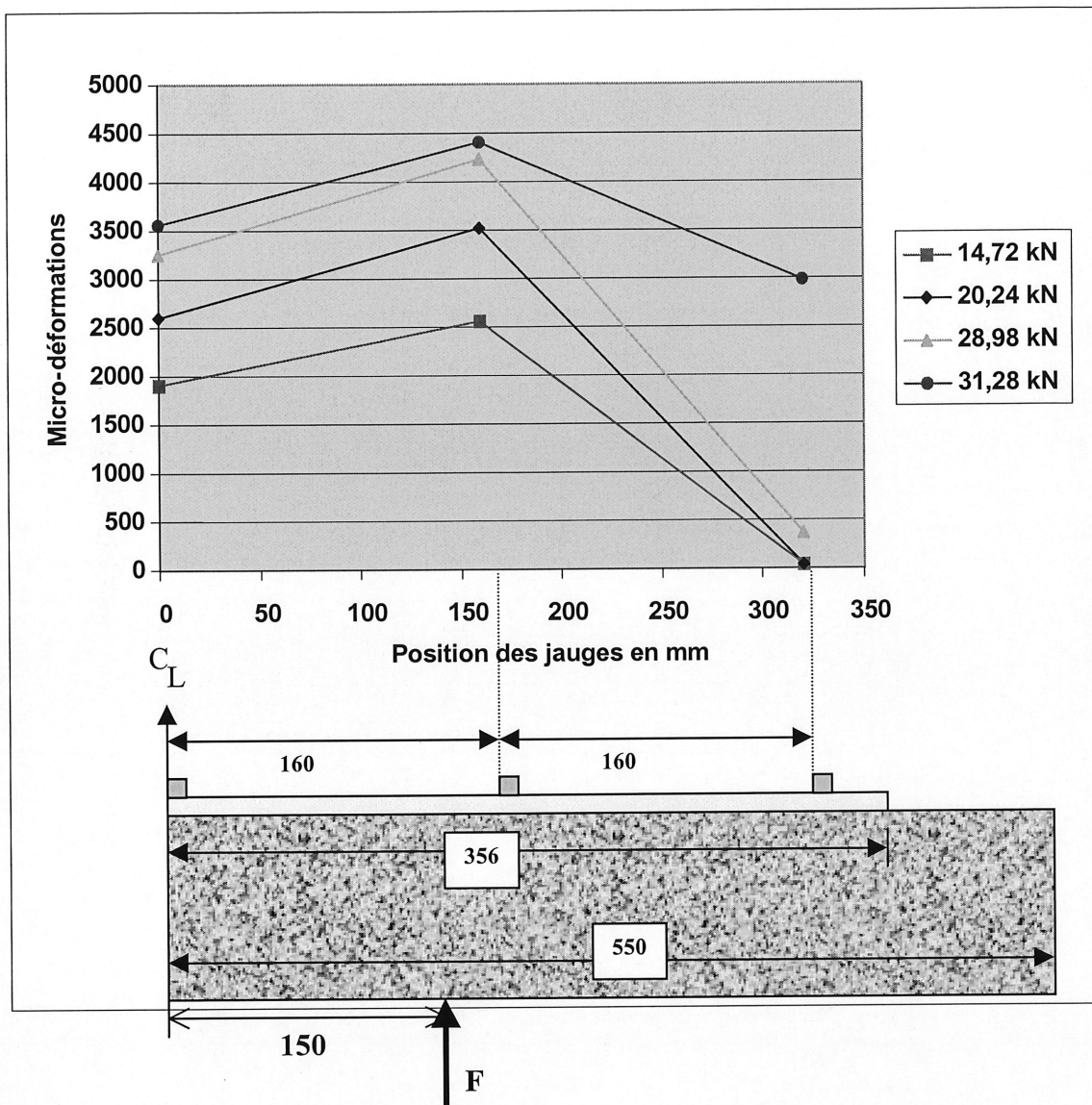


Figure 5.44 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C

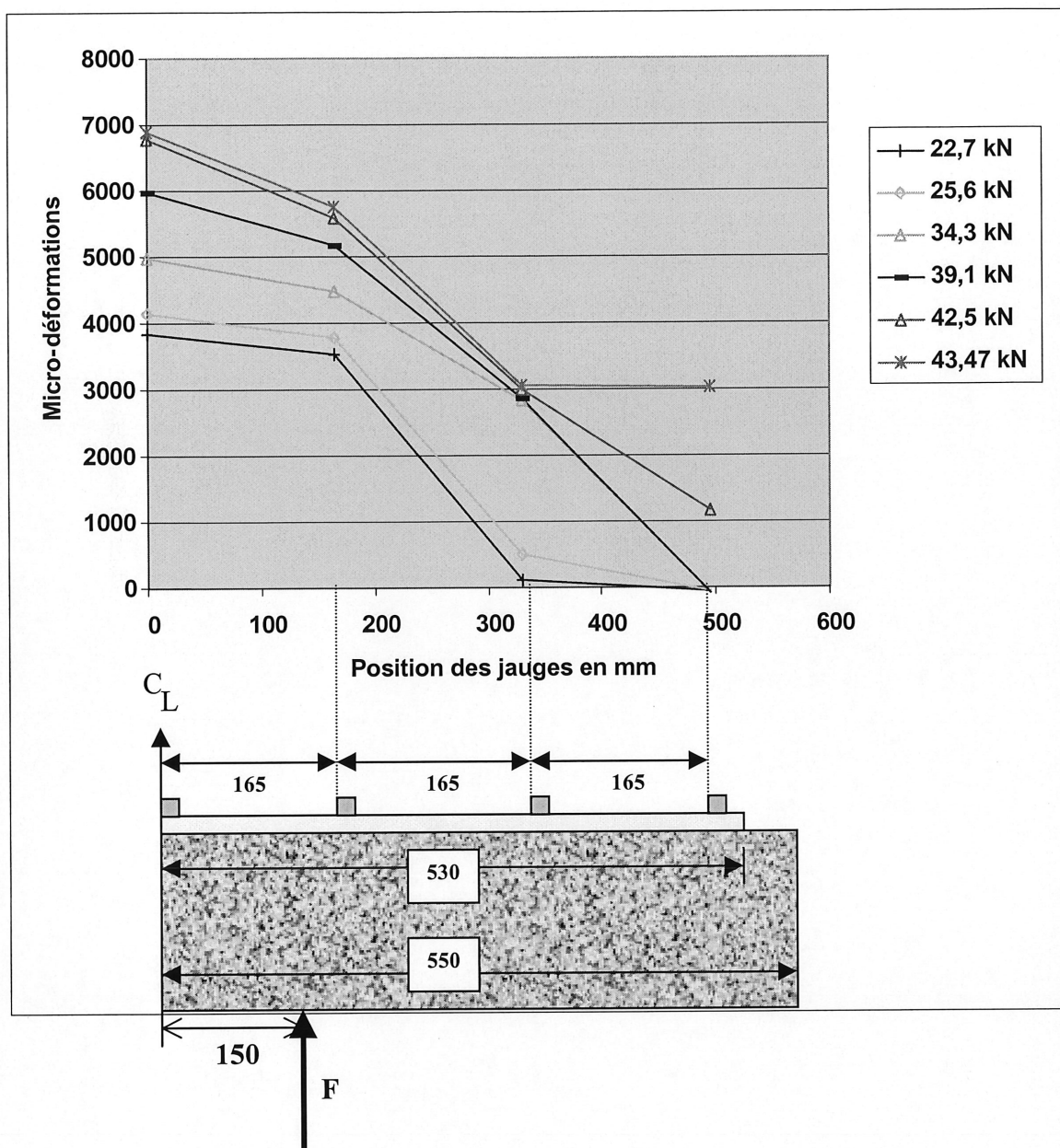


Figure 5.45 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L

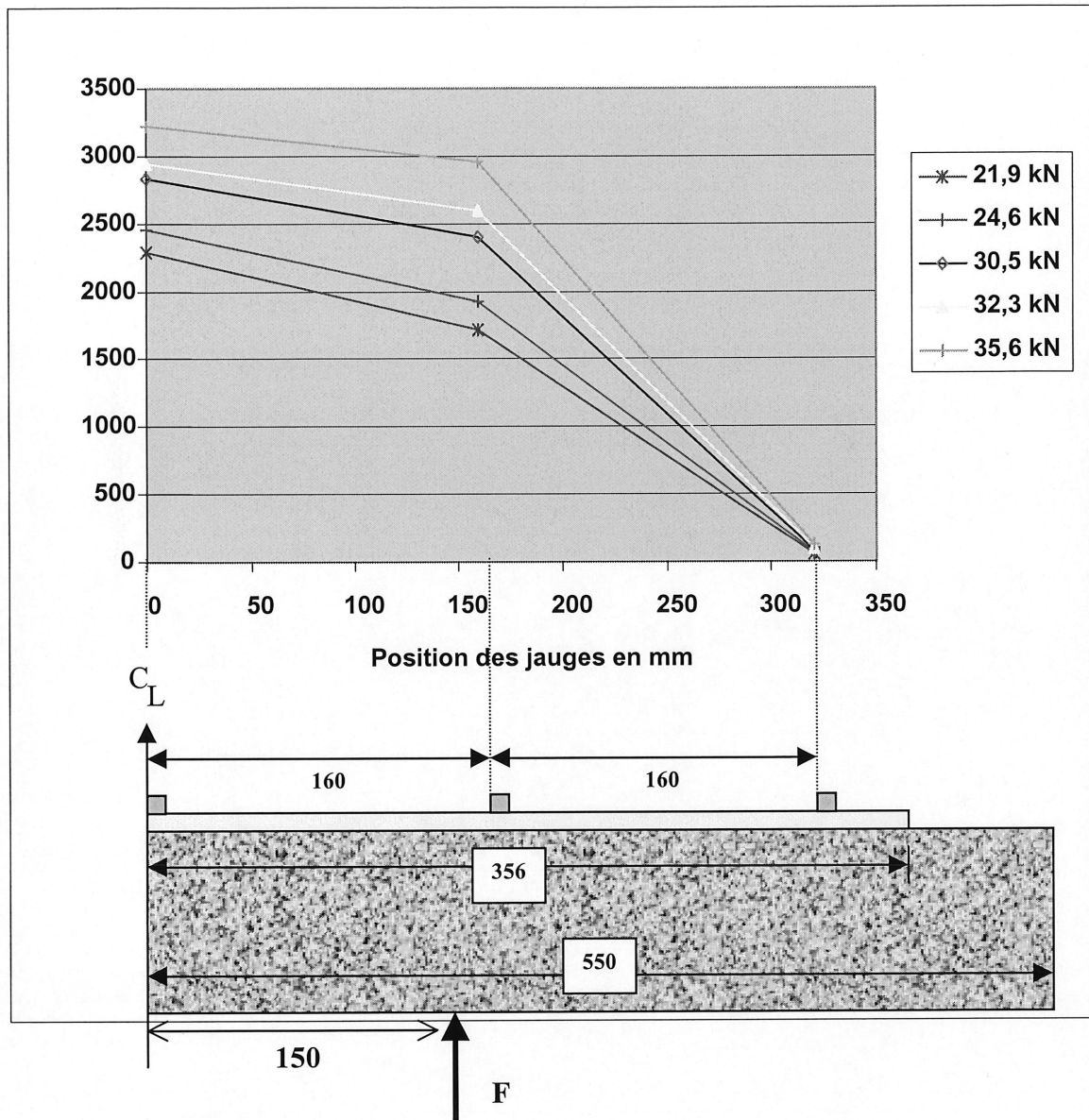


Figure 5.46 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C

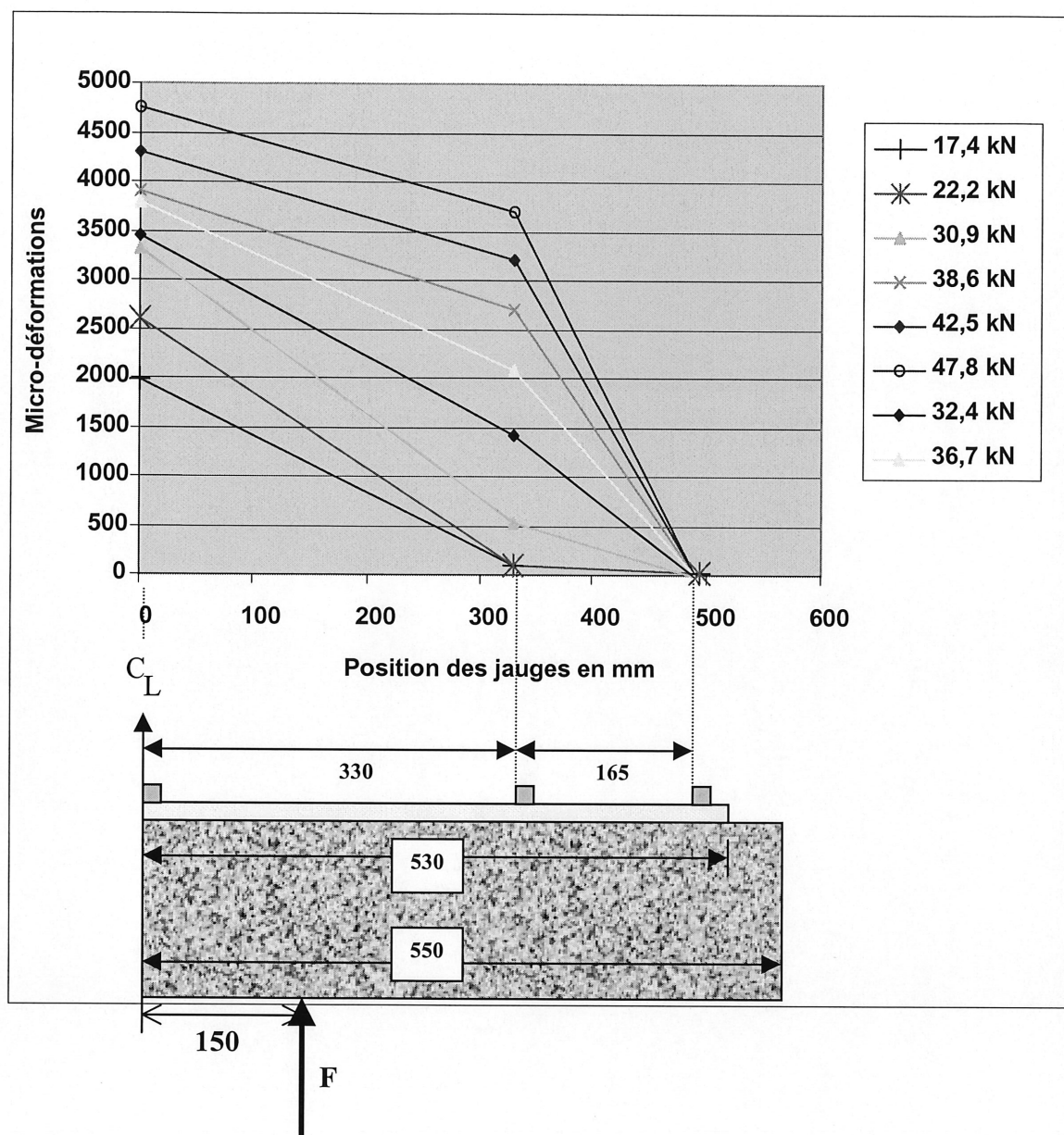


Figure 5.47 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC3L

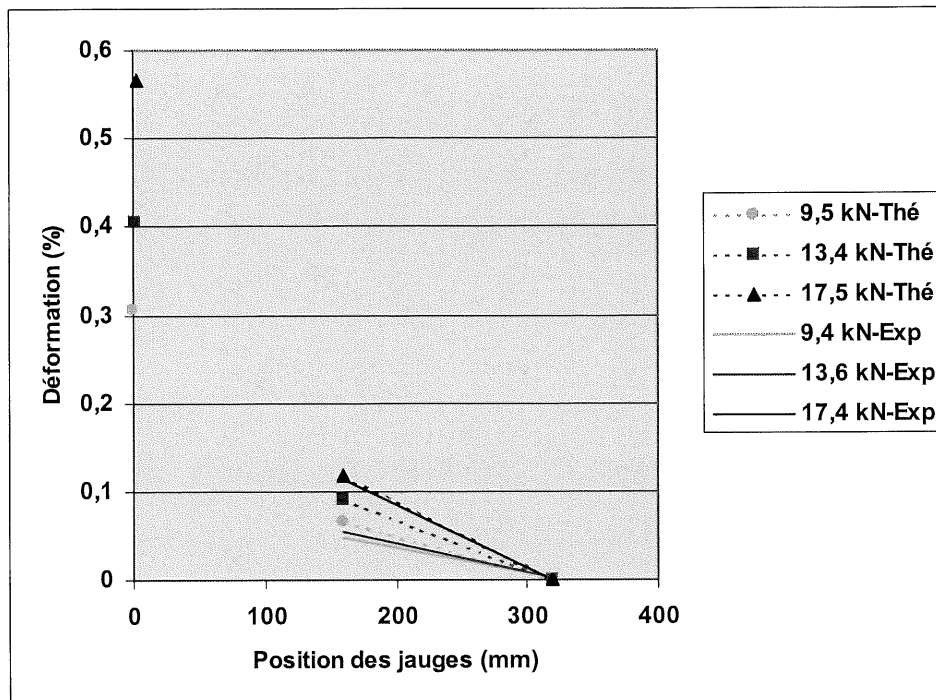


Figure 5.48 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C

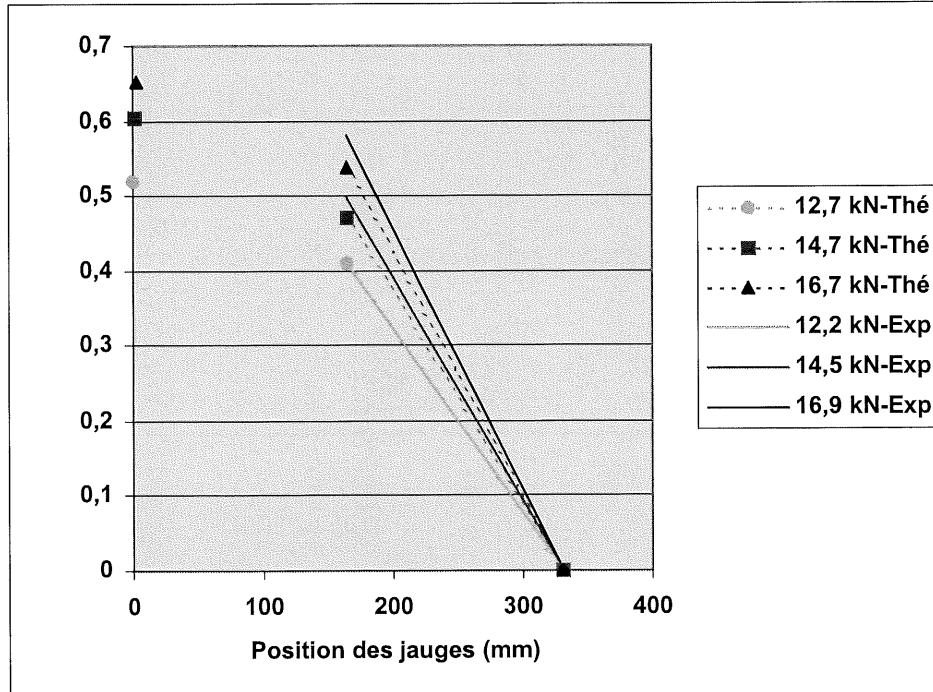


Figure 5.49 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV1L

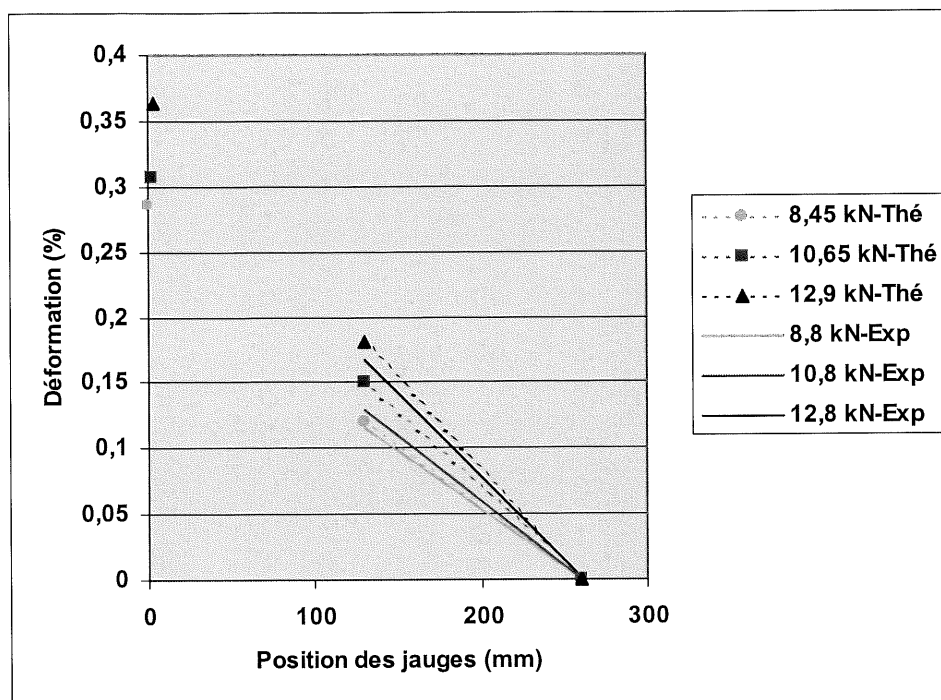


Figure 5.50 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C

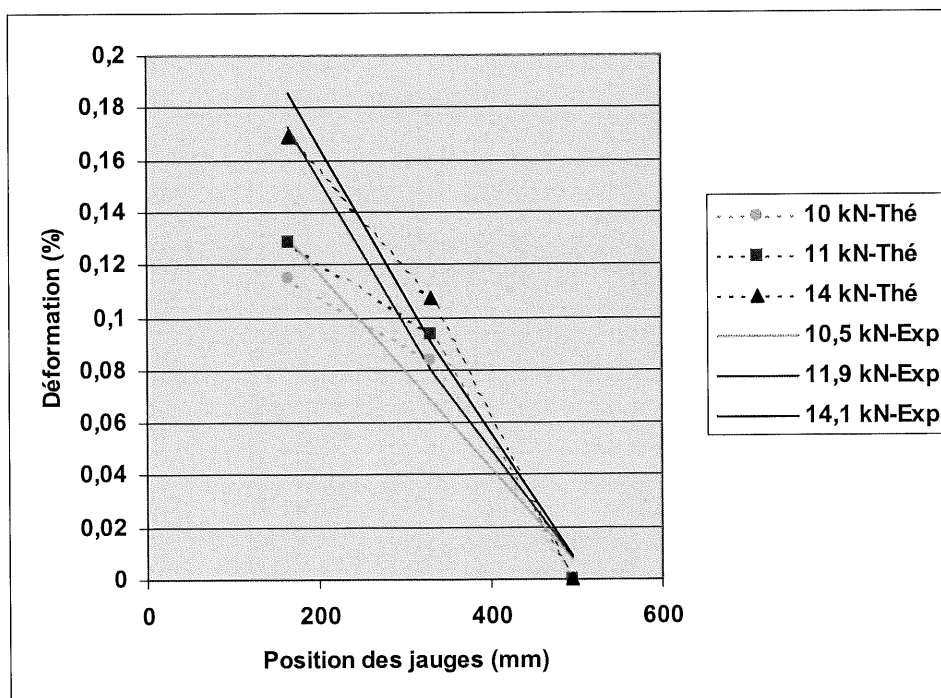


Figure 5.51 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L

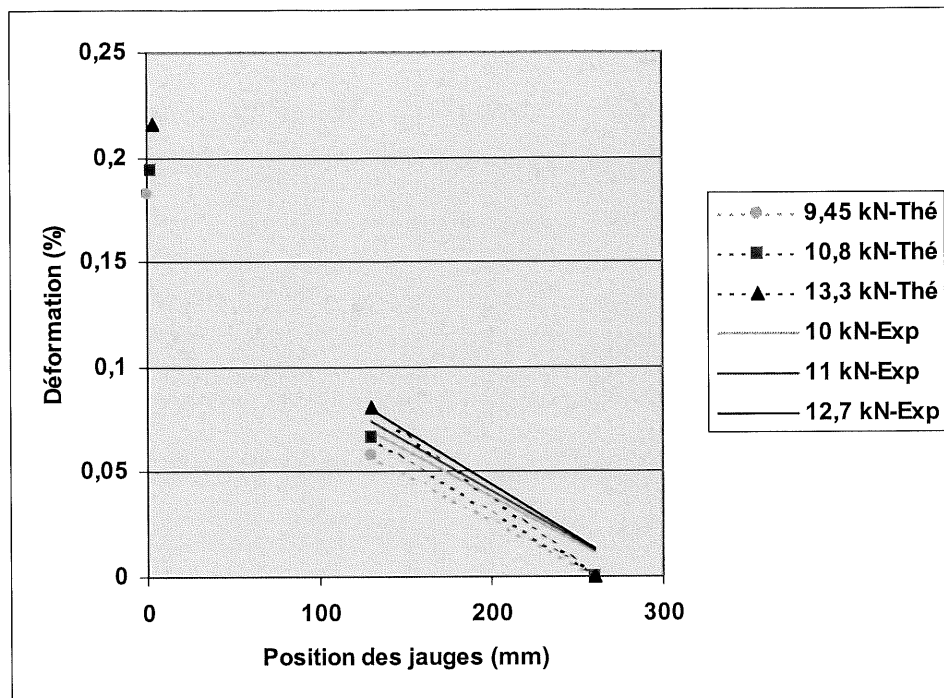


Figure 5.52 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C

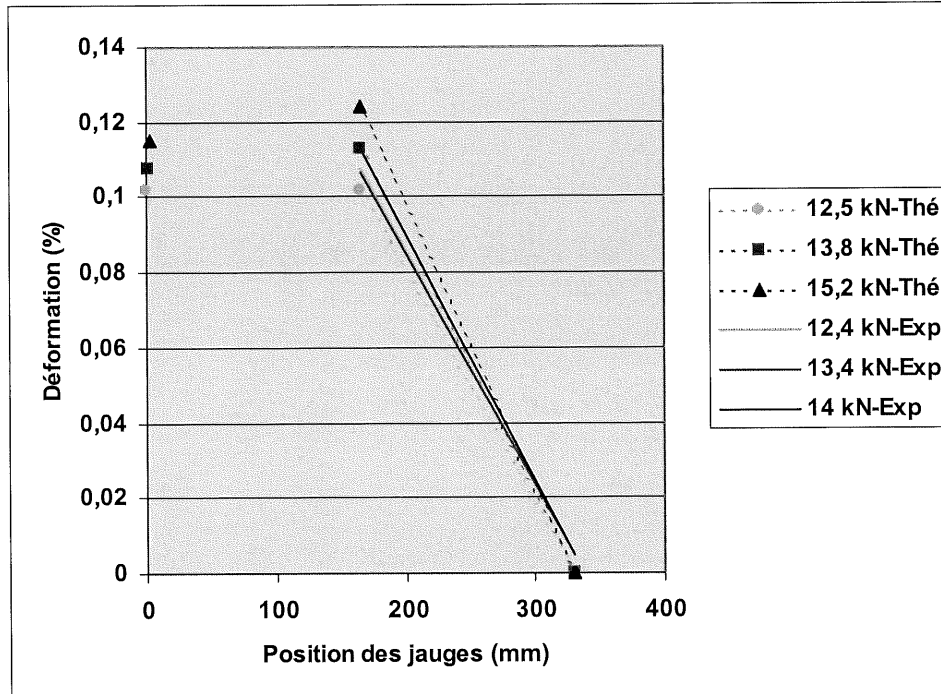


Figure 5.53 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L

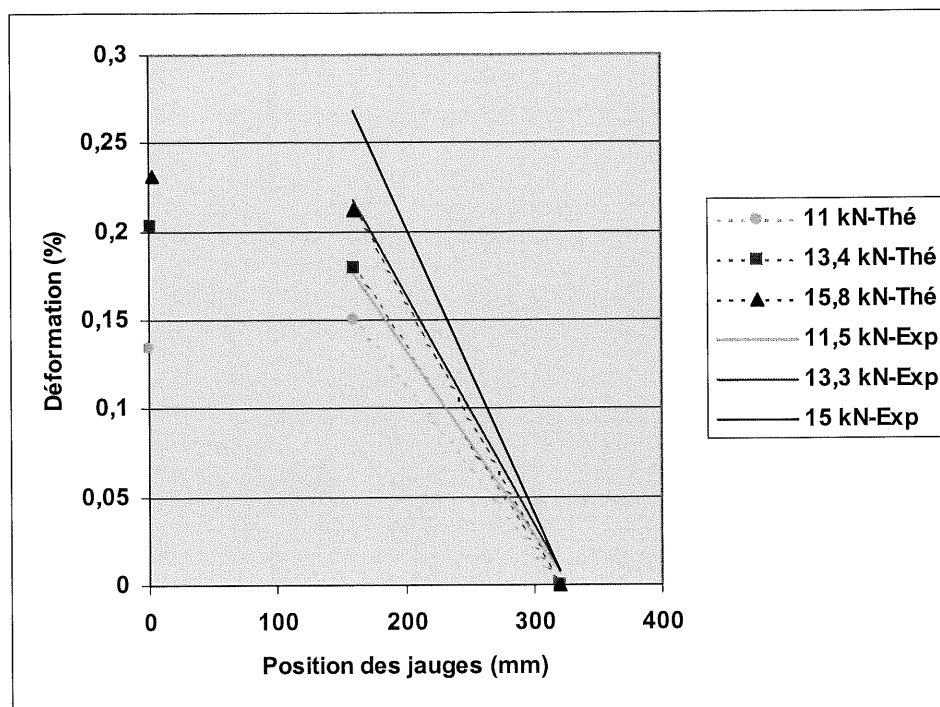


Figure 5.54 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C

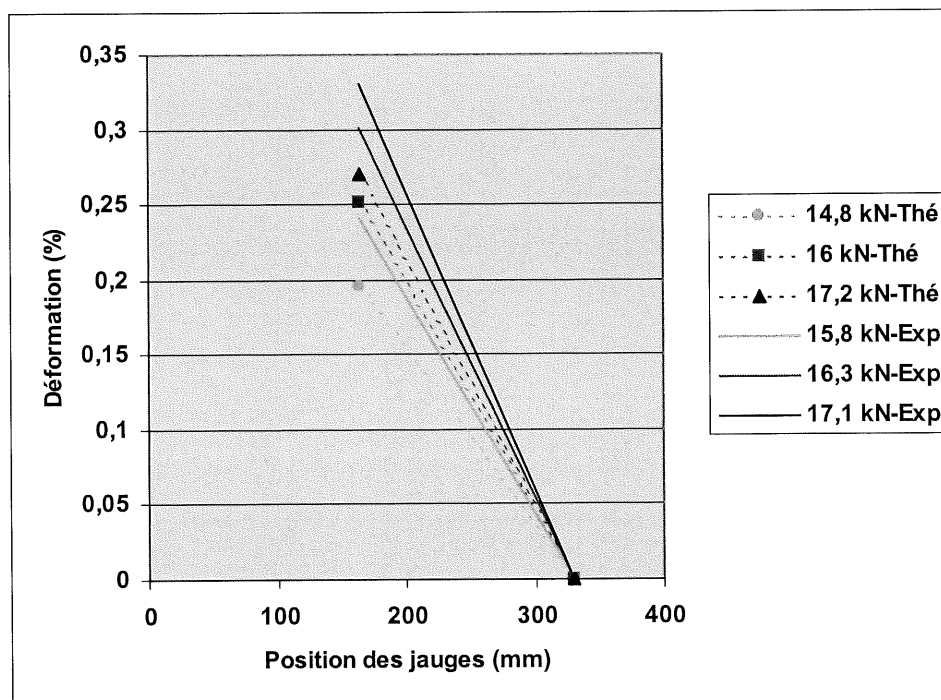


Figure 5.55 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L

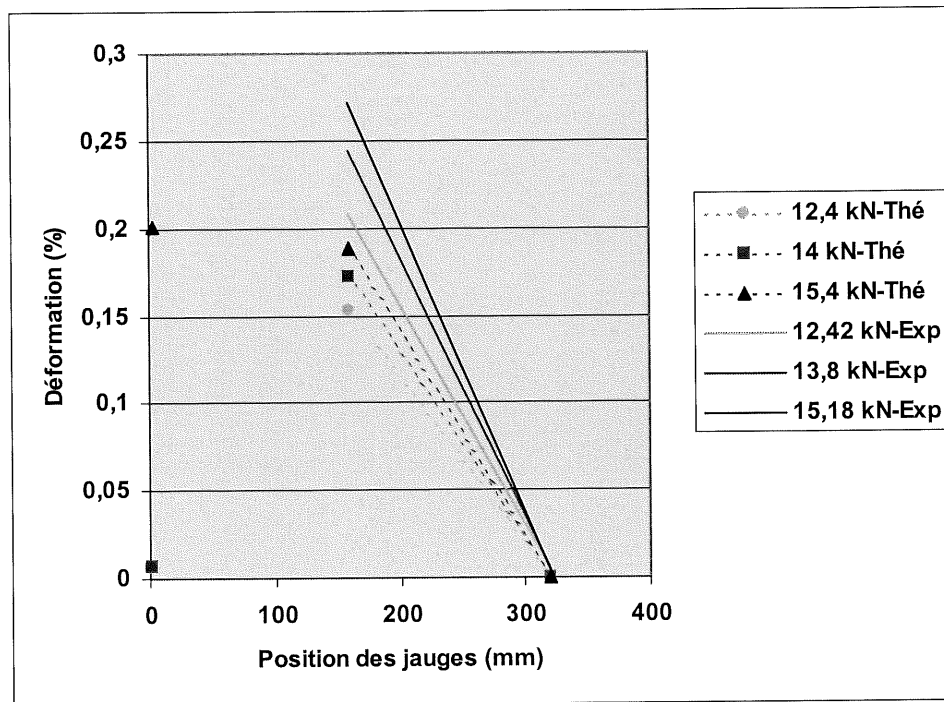


Figure 5.56 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C

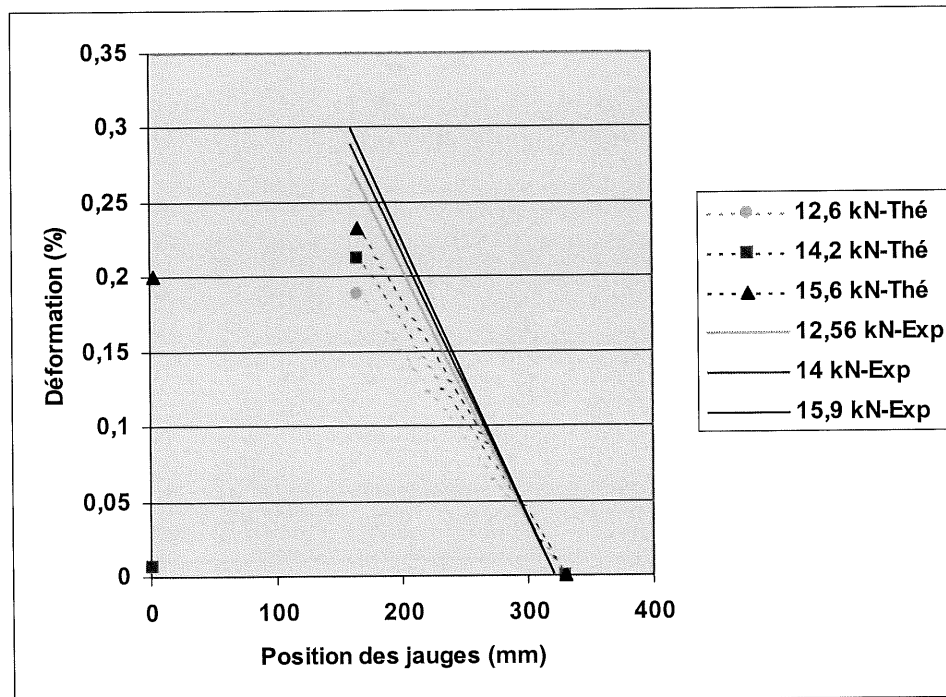


Figure 5.57 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L

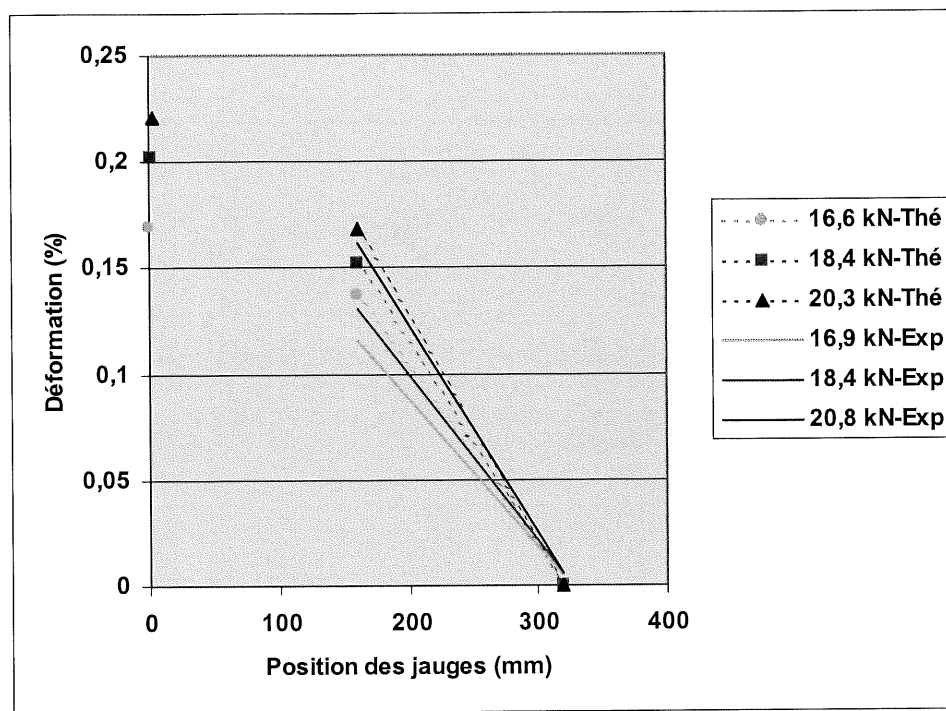


Figure 5.58 : Distribution des déformations sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C

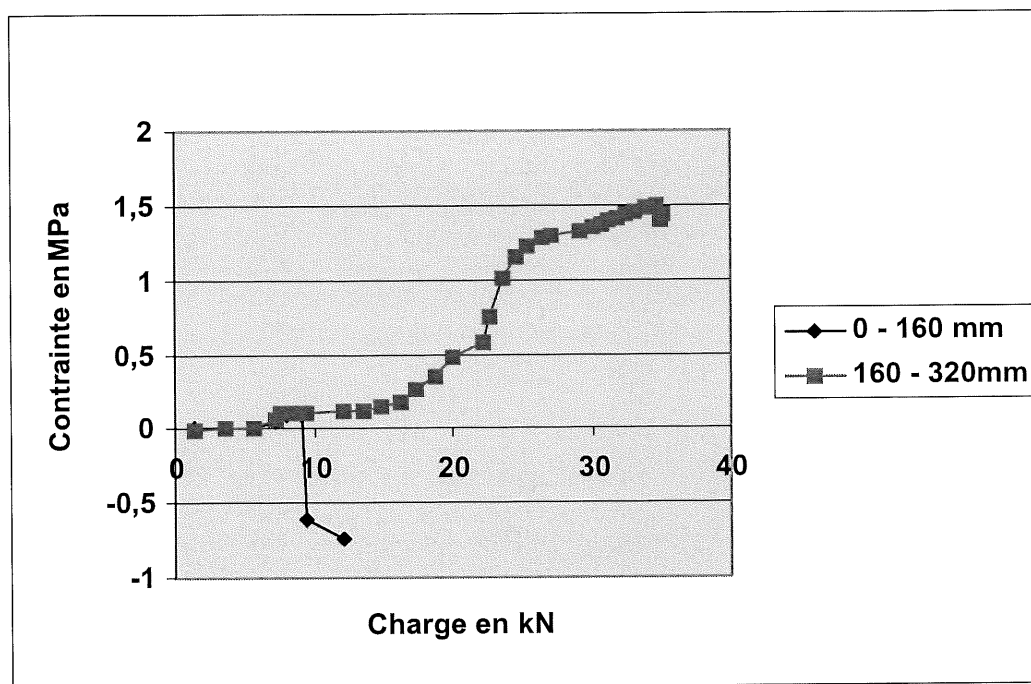


Figure 5.59 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV1C

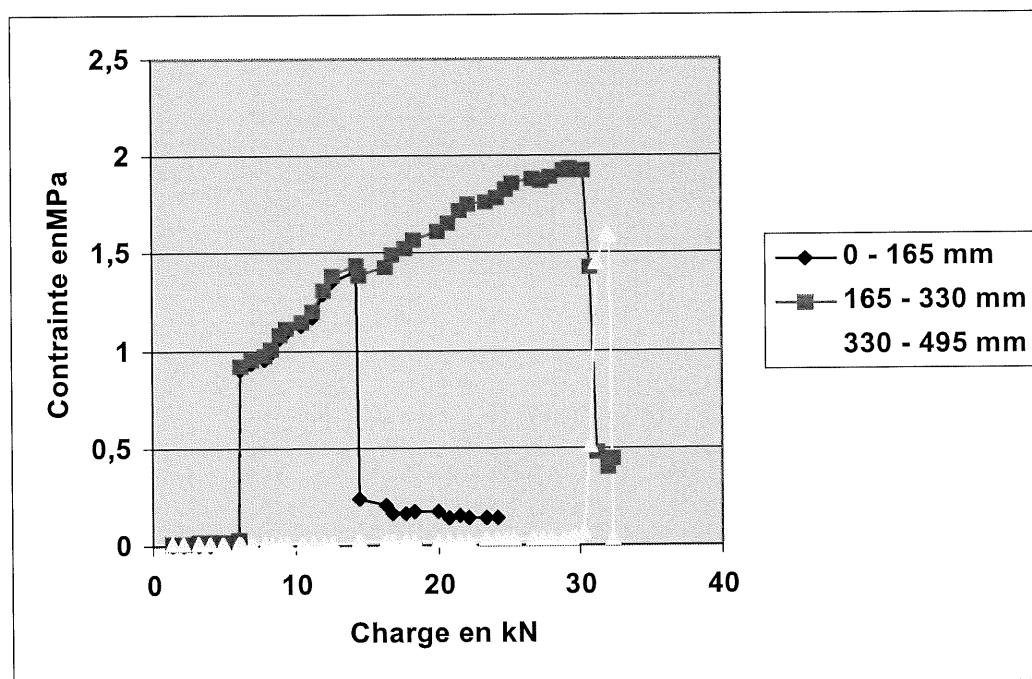


Figure 5.60 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV1L

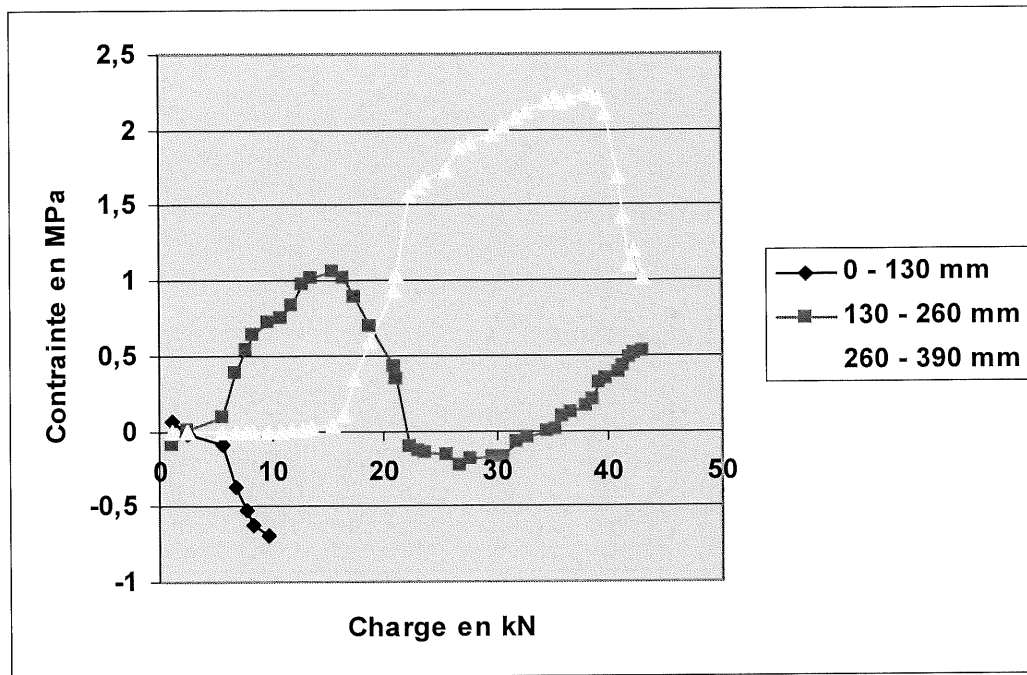


Figure 5.61 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV2C

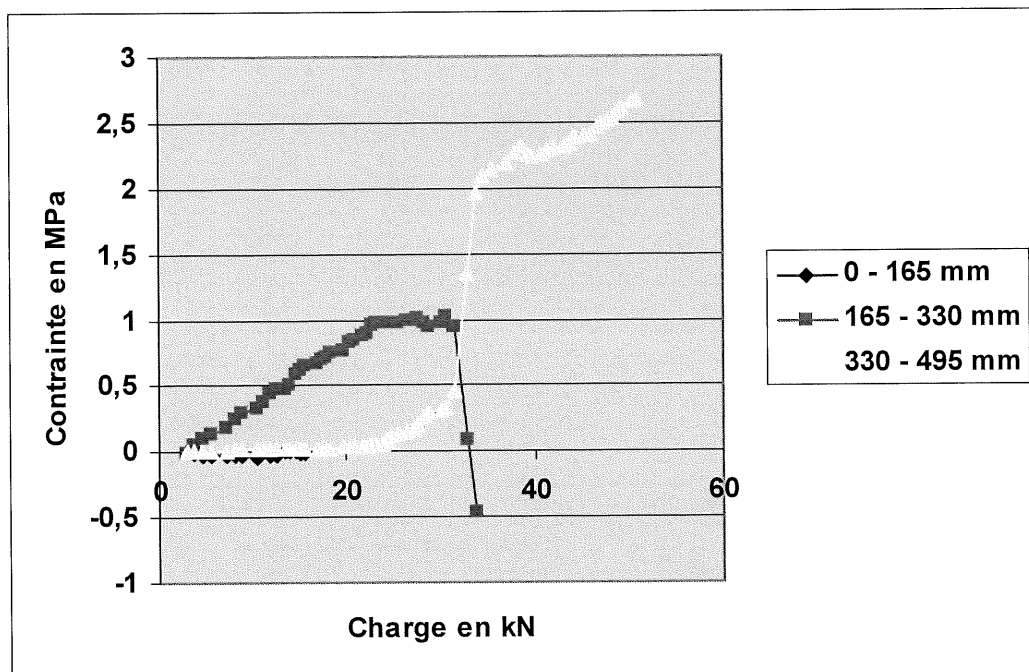


Figure 5.62 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV2L

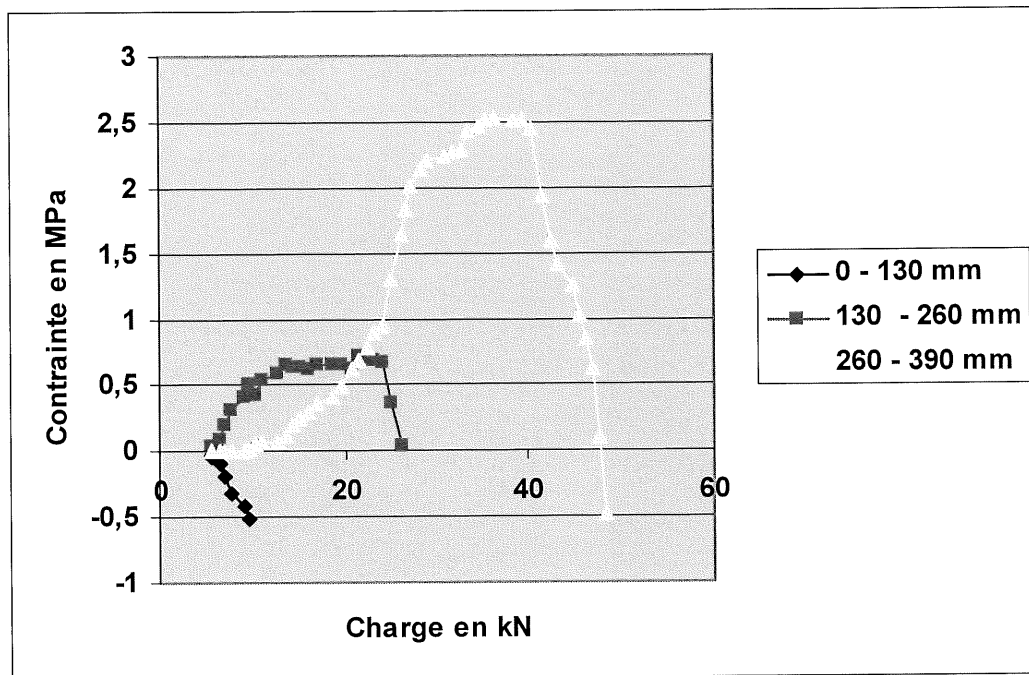


Figure 5.63 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV3C

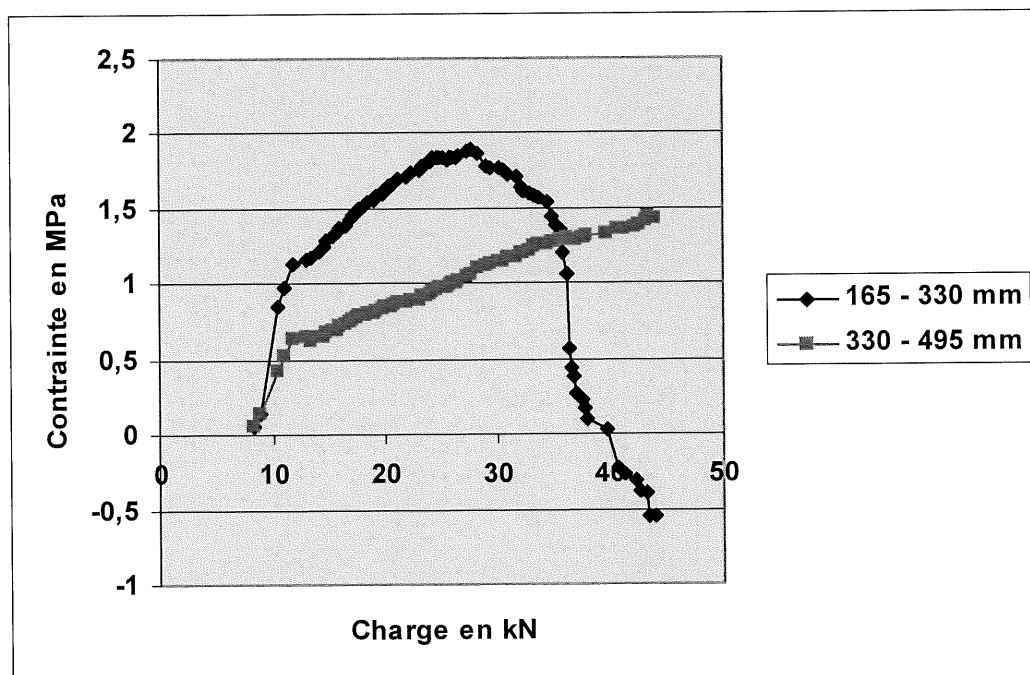


Figure 5.64 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PV3L

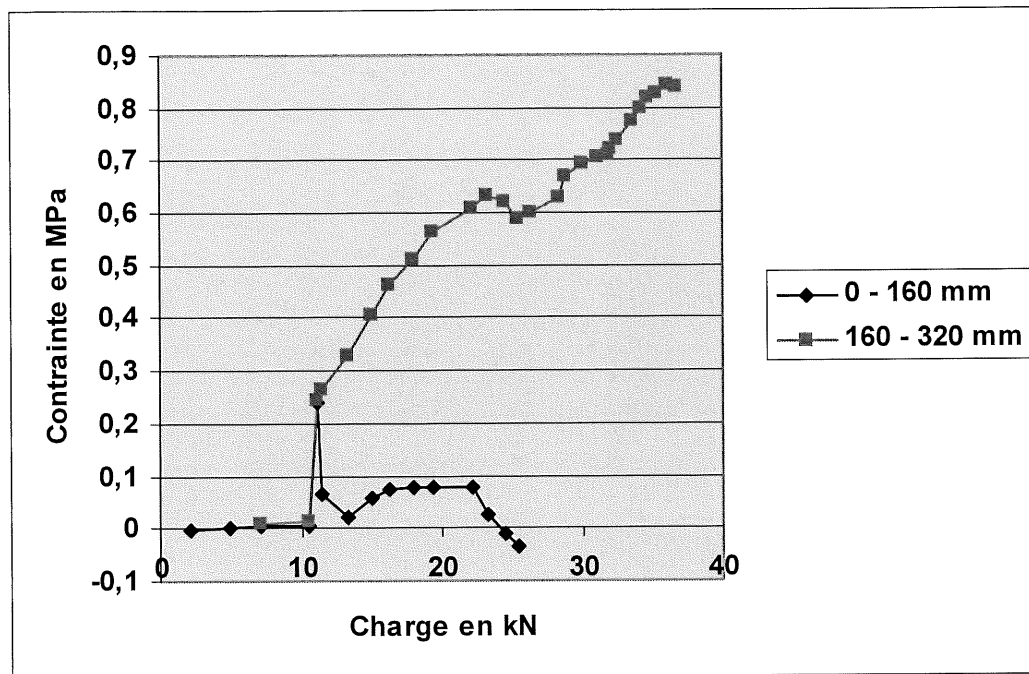


Figure 5.65 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC1C

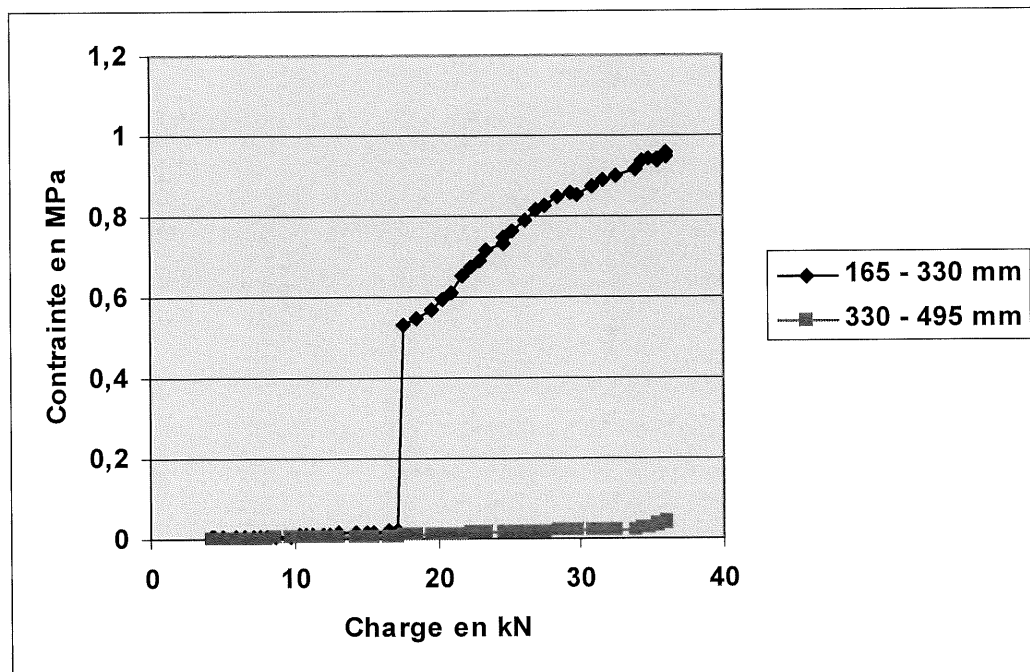


Figure 5.66 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC1L

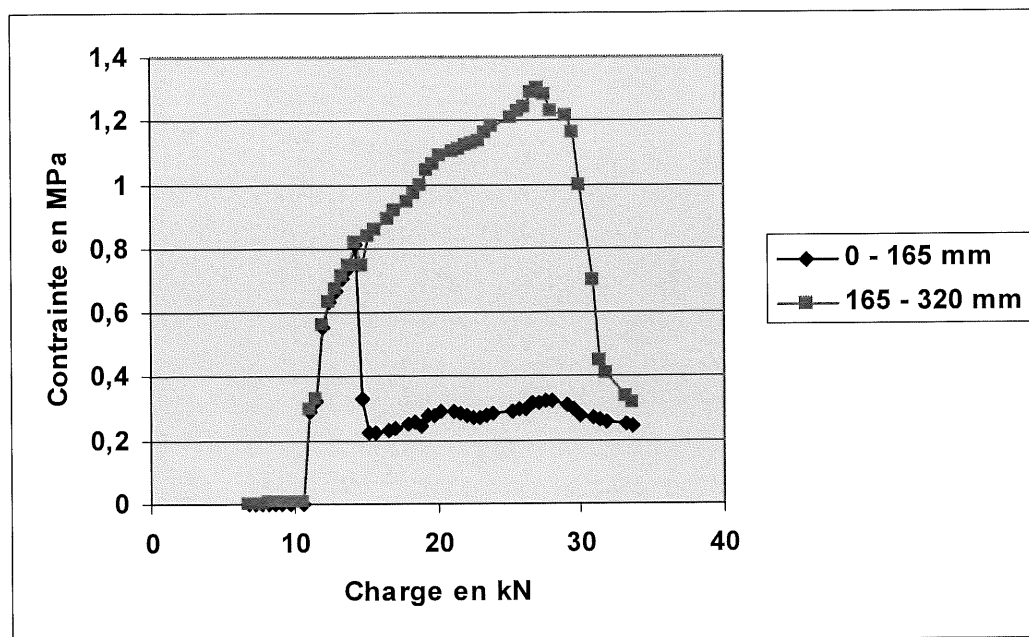


Figure 5.67 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC2C

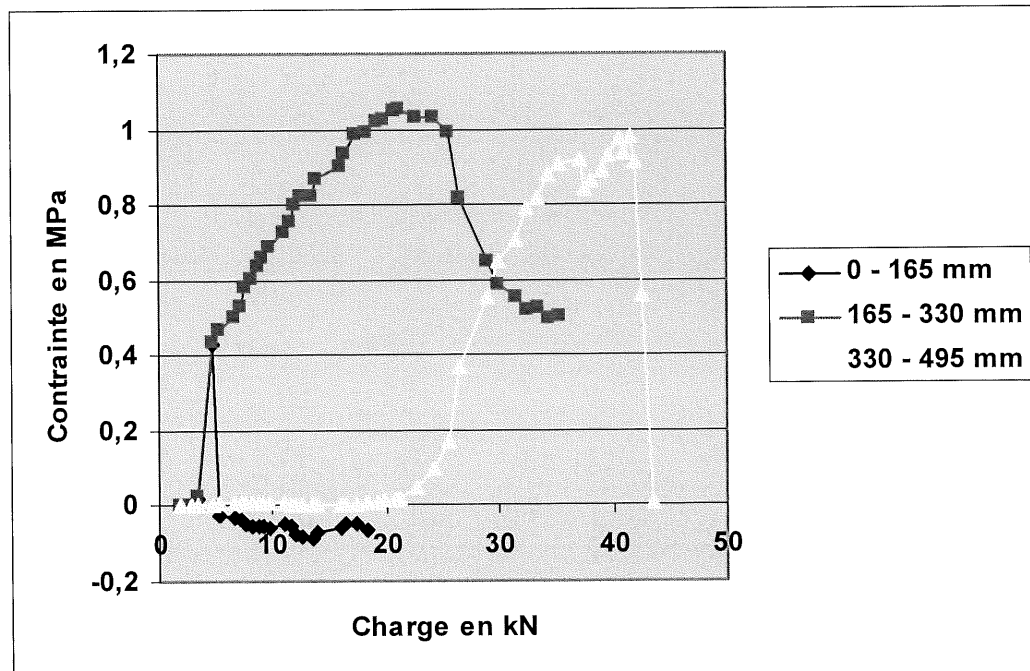


Figure 5.68 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC2L

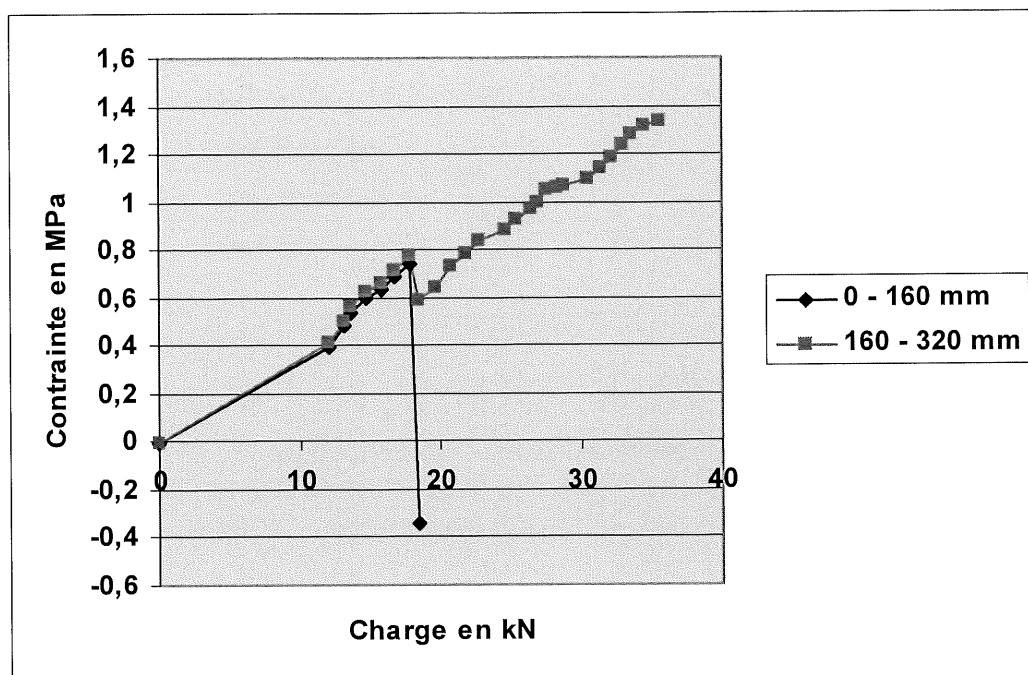


Figure 5.69 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC3C

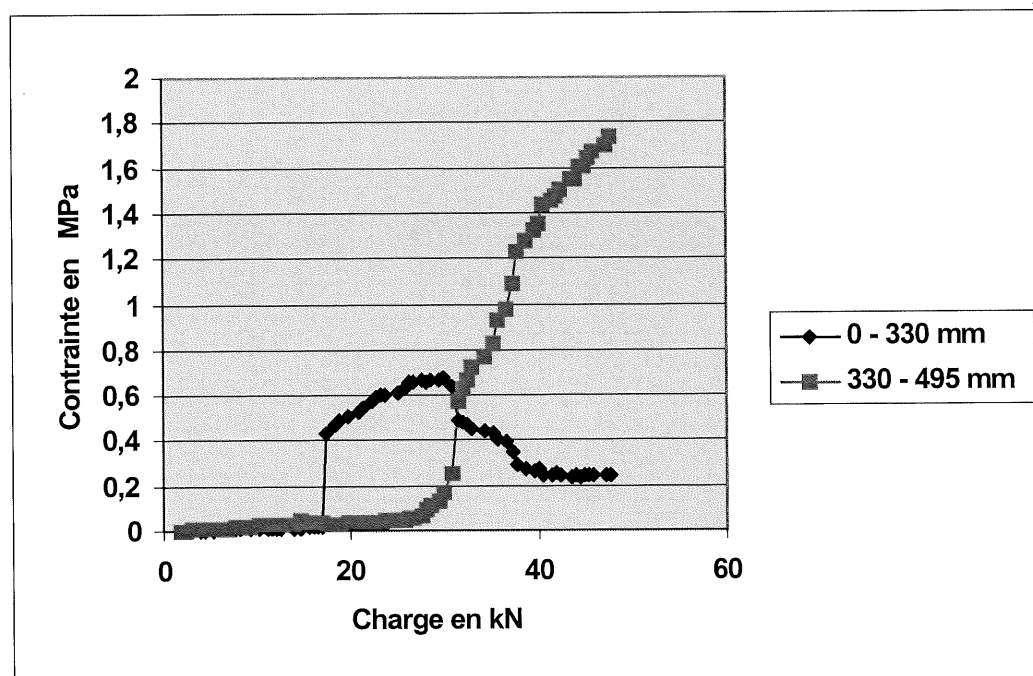


Figure 5.70 : Contraintes de cisaillement sur une moitié de la plaque de la poutre PC3L

CHAPITRE 6

CONCLUSION

6.1 Généralités

Dans ce chapitre, on présente les principales conclusions auxquelles on a abouti après l'analyse des résultats théoriques et expérimentaux développés aux chapitres 3 et 5. À la fin, on propose quelques recommandations pour les prochaines recherches concernant le renforcement des poutres en flexion par des plaques en PRF.

6.2 Résultats expérimentaux et modèles théoriques

L'étude expérimentale avait pour but l'analyse des contraintes de cisaillement et du transfert de ces contraintes dans les plaques de renforcement en PRF de poutres en béton armé soumises à la flexion. Pour cela, on a fait varier la longueur des plaques, leur épaisseur et le type de PRF. L'analyse des résultats expérimentaux permet de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ Le renforcement des poutres par des plaques en PRF a augmenté, dans tous les cas, leur résistance à la flexion comparativement à la poutre de contrôle sans renforcement.

- ❖ Le renforcement a retardé l'apparition des premières fissures sur les poutres au début du chargement.
- ❖ La rupture finale des poutres renforcées est la même dans tous les cas. Elle est causée par le décollement de la plaque de renforcement.
- ❖ Le taux de variation des déformations mesurées sur les fibres extrêmes du béton en compression, au centre des poutres renforcées, est fonction de l'épaisseur et de la longueur des plaques. On a aussi relevé que, pour une charge donnée, les déformations du béton en compression sont, en général, plus petites avec des plaques de renforcement plus courtes.
- ❖ En général, le renforcement par des plaques en PRF retarde la plastification de l'acier des armatures.
- ❖ Les déformations sur les plaques en PRF au centre des poutres renforcées accusent un léger retard au début du chargement. Ce retard pourrait s'expliquer par un léger glissement des plaques avant qu'elles ne commencent à reprendre les tensions dans les poutres.
- ❖ Le renforcement par des plaques en PRF a augmenté la rigidité des poutres par rapport à la poutre de contrôle. De plus, les poutres renforcées par des plaques en fibres de carbone présentent une rigidité un peu plus grande par rapport aux poutres renforcées par des plaques en fibres de verre.
- ❖ D'autre part, on a remarqué que la diminution des longueurs des plaques influence faiblement la rigidité des poutres. Par contre, l'augmentation de son épaisseur augmente considérablement sa rigidité.

- ❖ Le modèle théorique permettant de calculer les flèches, donne une assez bonne approximation des flèches expérimentales dans le cas des poutres renforcées.
- ❖ La comparaison montre une bonne concordance entre les déformations théoriques et expérimentales tant que les poutres ont un comportement élastique au début du chargement. Cependant, lors de l'établissement des équations théoriques, certains problèmes sont apparus. Les caractéristiques de la couche de colle, qui sont présentes dans les équations, étaient sans doute les plus difficiles à évaluer.
- ❖ Les contraintes de cisaillement dans le PRF varient le long de la plaque en fonction du niveau de chargement. Les zones de contraintes maximales se déplacent du centre de la plaque vers son extrémité.
- ❖ La longueur de transfert initiale est, en général, la même indépendamment de l'épaisseur ou du type de la plaque.
- ❖ Il est à noter que les résultats de cette étude, en ce qui concerne le cisaillement et le transfert de contraintes le long des plaques, montrent une bonne similitude avec les résultats des travaux de Bizindavyi et Neale (1999).

6.3 Recommandations

Au terme de ce travail, les recommandations suivantes sont à prendre en compte lors des travaux de recherches ultérieures :

- ❖ Une attention particulière devrait être portée à la préparation des spécimens testés. Le collage des plaques de renforcement devrait être précédé par une bonne préparation des surfaces pour éviter les nombreuses irrégularités qui peuvent

causer le décollement de ces plaques. Rappelons que le décollement a empêché les poutres renforcées de développer leur pleine capacité jusqu'à la rupture finale.

- ❖ Une autre attention particulière devrait être portée aux fissures de flexion-cisaillement, responsables du décollement observé sur toutes les plaques.
- ❖ Des études théoriques et des essais expérimentaux pourraient être effectuées pour analyser l'interface béton-PRF et béton-colle.
- ❖ De même, une étude du glissement des plaques PRF au début de chargement serait pertinente.
- ❖ Des essais similaires pourraient être menés pour analyser l'effet des chargements cycliques.
- ❖ Des essais de durabilité dans des milieux corrosifs, et précédant les autres essais, seraient aussi intéressants.

BIBLIOGRAPHIE

AGARWAL, B.D., BROUTMAN, L.J. (1990), *Analysis and Performance of Fibre Composites*. 2nd edition, John Wiley and Sons, New-York, 449 p.

AN, W., SAADATMANESH, H., EHSANI, R.M. (1991), RC Beams Strengthened with FRP Plates, II : Analysis and Parametric Study. *Journal of Structural Engineering*, 117(11), p 3434-3455.

BIZINDAVYI, L., NEALE, K.W. (1999), Transfer Lengths and Bond Strengths for Composites Bonded to Concrete. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, (à paraître).

BONACCI, J. (1999), Recherche sur la corrosion nécessitant réparation par pose d'une enveloppe intelligente. *L'innovateur, bulletin d'information de ISIS Canada, février 1999*, ISIS Canada, Winnipeg, Manitoba.

CHABERT, A., LUYCKX, J., BASTIEN, J., PICARD, A. (1996), Renforcement de structures existantes. 2^{ème} *Conférence sur les matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, EL BADRY, M.M., éditeur, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, p 443-448.

CHICOINE, T. (1997), Conception et analyse d'ancrages sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 101 p.

CSA : Canadian Standards Association (1984), Code for the Design of Concrete Structures for Buildings (A23.3-84).

CSA : Canadian Standards Association (1992), Détermination de la résistance à la compression d'éprouvettes de béton cylindriques (A23.2-9C-94).

CSA : Canadian Standards Association (1994), Code for the Design of Concrete Structures for Buildings (A23.3-94).

DEBLOIS, M., PICARD, A., BEAULIEU, D. (1993), Renforcement en flexion des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites : études théorique et expérimentale. *Rapport GCT 93-06*, Département de génie civil, Université Laval, Québec, 211 p.

DEMERS, M., NEALE, K.W. (1994), Strengthening of Concrete Columns with Unidirectional Composite Sheets. *Fourth International Conference on Short and Medium Span Bridges*, Halifax, Nouvelle-Écosse, A.A. MUFTI, B. BAKHT, L.G. JAEGER, éditeurs, p 895-905.

DENIAUD, C. (1994), Étude des modélisations du comportement des colonnes en béton confinées par une enveloppe mince de fibres unidirectionnelles en composites. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

DIAB, J.M., COOK, J.P., MORSI, A. (1984), The Strength of FRP Reinforced Concrete Beams. *Proceedings of the Spring Meeting of the American Society of Civil Engineers*, Atlanta, Georgia, p 4-17.

DJELAL, C., DAVID, E., BUYLE-BODIN, F. (1996), Utilisation de plaques en composite pour la réparation de poutres en béton armé endommagées. *2^{ème} Conférence sur les Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, EL BADRY, M.M., éditeur, Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, p 581-588.

DORLOT, J.M., BAILLON, J.P., MASOUNAVE, J. (1986), *Des matériaux*. 2^{ème} édition, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, 467 p.

FLEMING, C.J., KING, G.E.M. (1967), The Development of Structural Adhesives for Three Original Uses in South Africa. *Proceedings of RILEM International Symposium on Synthetic Resins in Building Construction*, Paris, p 75-92.

GAGNÉ, R. (1997), Matériaux pour la réhabilitation des infrastructures urbaines. *Cours de génie civil (GCI 715)*, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

GEYMAYER, H.G. (1968), Development of Iterative Analysis Procedure and Tests of Beams Reinforced with Steel, Aluminium, and Fiber Glass, with and without Helical Compressive Reinforcement. *U.S Army Engineer Waterways Experiment Station*, Technical Report N :6-818, Vicksburg, Mississippi, 98 p.

HEAD P. R. (1992), Design Methods and Bridge Forms for the Cost Effective Use of Advanced Composites in Bridges. *Matériaux composites d'avant garde pour ponts et charpentes*, Société canadienne de génie civil, NEALE, K.W., LABOSSIERE, P., éditeurs, p 15-30.

HENWOOD, A.M., O'CONNELL (1994), Plate Bonding : A User's Guide Note. *Conference on Bridge Modification*, Institute of Civil Engineers, London, p 204-216.

IRWIN, C.A.K. (1975), The Strengthening of Concrete Beams by Bonded Steel Plates. *TRRL Supplementary Report 160 UC*, Transport and Road Laboratory, Department of the Environment, Crowthorne, UK, p 8.

ISIS Canada (1996), *Rapport Annuel*, Université du Manitoba, Winnipeg, Manitoba.

ISIS Canada (1998), *Rapport Annuel*, Université du Manitoba, Winnipeg, Manitoba.

ISIS Sherbrooke (1999), Renforcement des poutres avec des matériaux composites : guide de design. *Groupe de travail ISIS Sherbrooke (avril 1999)*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Québec.

ISIS Sherbrooke (1999), Réhabilitation de structures de béton armé avec des matériaux composites : conception et application. *Journée de transfert technologique du 8 juin 1999*, Orford, Québec.

JOHANSEN, G. E., WILSON R., POPE D. A., GOSS G., RITCHIE P., MELLEN J. (1992), Spanning 'Devil's Pool' with a Prestressed Cable/FRP Tube Structural System. *Matériaux composites d'avant garde pour ponts et charpentes*, Société Canadienne de Génie Civil, NEALE, K.W., LABOSSIERE, P., éditeurs, p 435-444.

JONES, R., SWAMY, R.N, SALMAN, F.A.R. (1980), Composite Behavior of Concrete Beams with Epoxy-Bonded External Reinforcement. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 2(4), p 91-107.

JONES, R., SWAMY, R.N, SALMAN, F.A.R. (1985), Structural Implication of Repairing by Epoxy-Bonded Steel Plates. *International Conference on Structural Faults and Repair*, Engineering Technics Press, London, p 75-80.

JONES, R., SWAMY, R.N, CHARIF, A. (1988), Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates. *The Structural Engineer*, 66(5), p 85-94.

LABOSSIERE, P. (1993), Applications présentes et futures des matériaux composites d'avant-garde en structures. *Tournée nationale 1994 de la SCGC, Conférence sur les structures*, Réseau MCAPC du Canada, Sherbrooke, Québec.

LABONTÉ, L. (1988), *Calcul de charpente en béton*. Modulo éditeur, Québec, Canada, 250 p.

LERCHENTHAL, C.H. (1967), Bonded Steel Reinforcement for Concrete Slabs. *Proceedings of RILEM International Symposium on Synthetic Resins in Building Construction*, Paris, p 175-203.

L'HERMITE, R., BRESSON, J. (1967), Concrete Reinforced with Glued Plates. *Proceedings of RILEM International Symposium on Synthetic Resins in Building Construction*, Paris, p 175-203.

L'INNOVATEUR, volume 1, numéro 1, *Bulletin d'information de ISIS Canada*, ISIS Canada, Winnipeg, Manitoba.

L'INNOVATEUR (Avril 1997), *Bulletin d'information de ISIS Canada*, ISIS Canada, Winnipeg, Manitoba.

L'INNOVATEUR, (Juillet 1998), *Bulletin d'information de ISIS Canada*, ISIS Canada, Winnipeg, Manitoba.

L'INNOVATEUR, (Février 1999) *Bulletin d'information de ISIS Canada*, ISIS Canada, Winnipeg, Manitoba.

MACDONALD, M. D. (1978), The Flexural Behaviour of Concrete Beams with Bonded External Reinforcement. *TRRL Supplementary Report 415*, Transport and Road Laboratory, Department of the Environment, Crowthorne, UK, p 13

MALEK, A.M., SAADATMANESH, H., EHSANI R. (1998), Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End. *ACI Structural Journal*, March-April 1998, p 142-152.

M'BAZAA, I. (1995), Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de lamelles en matériaux composites : optimisation de la longueur des lamelles. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 139 p.

McKENNA, J.K. (1993), Post Strengthening of Reinforced Concrete Members Using Fiber Composite Materials. *Master of Engineering Thesis*, Departement of Civil Engineering, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario.

McKENNA, J.K., ERKI, M.A. (1994), Strengthening of Reinforced Concrete Flexural Members Using Externally Applied Steel Plates and Fibre Composite Sheets-A Survey. *Revue Canadienne de Génie Civil*, 21(1), p 16-24.

MEIER, U., KAISER, H. (1991), Strengthening of Structures with CFRP Laminates. *Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures*, S.L. IYER et R. SEN, éditeurs, American Society of Civil Engineers, Las Vegas, p 224-233.

MEIER, U. (1992), Carbon Fiber Reinforced Polymers : Modern Materials in Bridge Engineering. *Structural Engineering International*, 2, p 7-12.

MISSIHOUN, M. (1995), Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites : optimisation de l'orientation des fibres. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 168 p.

MUFTI, A.A., ERKI, M.A, JAEGER, L.G. (1992), Introduction and Overview. *Advanced Composite Materials with Application to Bridges*. Société canadienne de génie civil, MUFTI, A.A., ERKI, M.A, JAEGER, L.G., éditeurs, p1-20.

NAWY, E.G. (1997), Fiber Reinforced Plastics Composites (FRP). *Concrete Construction Engineering Handbook*, NAWY, E.G., éditeur en chef, CRC Press, New-Jersey, (22)20-23.

NEALE, K.W., LABOSSIERE, P., éditeurs, (1992), *Matériaux composites d'avant garde pour ponts et charpentes*. Société canadienne de génie civil, 705 p.

NEALE, K.W., DEMERS, M., LABOSSIERE, P., JOHNS, K.C., MARTEL, S. (1997), Renforcement et réhabilitation des structures avec des matériaux composites. *Description de l'aspect expérimental et rapport d'avancement des travaux pour 1997*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

NITEREKA, C. (1995), Renforcement des poutres par des lamelles en composite : analyse non-linéaire par éléments finis. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec

OEHLERS, D.J., MORAN, D.W. (1990), Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering*, 116(4), p 978-995.

RAHIMI, H., HUTCHINSON, A.R. (1996), Flexural Strengthening of Concrete Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement. *2^{ème} Conférence sur les Matériaux composites d'avant-garde pour ponts et charpentes*, EL BADRY, M.M., éditeur, Société Canadienne de Génie Civil, Montréal, Québec, p 519-526.

REYNES, M. (1990), *Technologie des composites*, Paris, éditions Hermès, 198 p.

RIGAL, J.P. (1989), *Matériaux composites*, Teknea, Belma, France, 288 p.

RITCHIE, P.A., THOMAS, D.A., LU , L., CONNELLY, M. (1991), External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics. *ACI Structural Journal*, 88(4), p 490-500.

ROBERTS, T.M. (1989), Approximate Analysis of Shear and Normal Stress Concentrations in the Adhesive Layer of Plated RC Beams. *The Structural Engineer*, 67(12), p 187-188.

ROCHETTE, P. (1996), Confinement des colonnes courtes en béton de section carrée ou rectangulaire avec des matériaux composites. *Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées*, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. (1990), Fiber Composite Plates Can Strengthen Beams. *Concrete International ACI*, 12(3), p 65-71.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M. (1991), RC Beams Strengthened with CFRP Plates: Experimental Study. *Journal of Structural Engineering*, 117(11), p 3417-3433.

SHARIF, A., AL-SULAIMANI, G.J., BASUNDUL, I.A. BALUCH, M.H., GHALEB, B.N. (1994), Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates. *Magazine of Concrete Research*, 47(173), p 329-334.

SWAMY, R.N., JONES, R., ANG, T.H. (1982), Under and Over Reinforced Concrete Beams with Glued Steel Plates. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 1, p 19-32.

SWAMY, R.N., JONES, R., BLOXHAM, J.W. (1987), Structural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates. *The Structural Engineer*, 65A(2), p 59-68.

SWAMY, R.N., JONES, R. (1992), Plate Bonding Technology- the Painless Technique of Structural Rehabilitation, *ACI SP-128*, Detroit, p 1385-1405.

TRIANTAFILLOU, T. C., PLEVRIS, N. (1992), Strengthening of RC Beams with Epoxy Bonded Fiber-Composite Materials. *Materials and Structures*, 25, p 201-211.

VAN GERMERT, D.A., VANDEN BOSH, M.C.J. (1985), Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Structures by Means of Epoxy Bonded Steel Plates. *International Conference on Deterioration*, Bahrein, p 181-192.

WADE, C. J., ABDELRAHMAN, A.A., RIZKALLA, S.H., TADROS, G. (1993), First Concrete Highway Bridge in Canada Prestressed by Carbone Fibre Cables, *Proceedings of the FIP Symposium*, Kyoto, Japan, p 775-782.